

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

JOSÉ MARCOS FACCIN GUIMARÃES

**CONCRETO ASFÁLTICO DRENANTE EM ASFALTOS
MODIFICADOS POR POLÍMERO SBS E BORRACHA MOÍDA
DE PNEUS**

Florianópolis (SC)

2012

JOSÉ MARCOS FACCIN GUIMARÃES

**CONCRETO ASFÁLTICO DRENANTE EM ASFALTOS
MODIFICADOS POR POLÍMERO SBS E BORRACHA MOÍDA
DE PNEUS**

Dissertação apresentada ao
Programa de Pós Graduação em
Engenharia Civil da Universidade
Federal de Santa Catarina, como
parte dos requisitos para a obtenção
do título de Mestre em Engenharia
Civil.

Orientador.
Professor Leto Momm, Dr.

Florianópolis (SC)

2012

José Marcos Faccin Guimarães

**Concreto Asfáltico Drenante em Asfaltos Modificados por Polímero
SBS e Borracha Moída de Pneus**

Esta dissertação foi julgada para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil e aprovada pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 01 de novembro de 2012

Prof. Dr. Roberto Caldas de Andrade Pinto
Coordenador do Curso do PPGEC-UFSC

Prof. Dr. Leto Momm - Orientador
Departamento de Engenharia Civil – UFSC

Comissão Examinadora:

Prof.^a Dr.^a Liedi Légi Bariani Bernucci
Universidade de São Paulo

Prof.^a Dr.^a Liseane Padilha Thives
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Dr. Orlando Martini de Oliveira
Universidade Federal de Santa Catarina

“Não basta ser inteligente, precisa ser
trabalhador”

Dedicatória

Esta pesquisa ofereço ao meu DEUS e à minha mãe Nossa Senhora e dedico com todo amor e carinho à minha mãe Zalenca, minha irmã Mariana, meu pai Martiniano, meu vô Hermes (*in memorium*), minha vó Sergina, meus tios Alindo e Demóstenes (*in memorium*), minhas tias Neusa, Luci, Eude e Bárbara (*in memorium*), minha mulher Edna, meus primos Fernanda, Daniel, Leandro e Luciana, meu cunhado Ademir, minha eterna, meiga e adorável Lara (*in memorium*) e meus eternos, queridos e adoráveis Tóbi I (*in memorium*) e Tóbi II (*in memorium*)

AGRADECIMENTO

A DEUS PAI ETERNO E TODO PODEROSO que está a minha frente me mostrando o caminho a seguir, ao meu lado me conduzindo, a minha retaguarda me defendendo e acima me abençoando.

A JESUS CRISTO que caminha ao meu lado nos meus momentos de alegria e me carrega em seus braços nos meus momentos de tristeza.

Ao ESPÍRITO SANTO que ilumina a minha vida e o meu caminho.

À Nossa Senhora que sempre me protege com seu manto sagrado.

À minha mãe Zalenca e à minha irmã Mariana, as duas pessoas que mais amo na minha vida, essa minha conquista é delas também, por tudo que sempre fizeram e ainda fazem por mim, sem elas não sei o que seria da minha vida.

Ao meu pai Martiniano que por meio de sua inteligência e competência, inspirou-me a ser Engenheiro Civil.

Aos meus demais familiares por terem contribuído com a minha educação e principalmente por serem a minha família.

À minha mulher Edna pela paciência e compreensão em relação aos inúmeros dias que cheguei em casa de madrugada por estar no Laboratório de Pavimentação da UFSC, que tornou-se a minha segunda casa, fazendo os ensaios dessa pesquisa que pareciam que não terminariam jamais e pelos momentos que deixamos de passar juntos, pelo zelo, dedicação e principalmente por cuidar de mim.

Ao Movimento Cenáculo de Maria que me aproximou ainda mais de DEUS e Maria.

Aos meus amigos do Rio Grande do Sul, Minas Gerais, Rio de Janeiro e Mato Grosso que me fizeram feliz por onde passei principalmente à Família Rodrigues, minha família de coração que sempre cuidou de mim e me tratou como membro dessa família.

Aos meus vizinhos e pais de coração Mário e Silvana por cuidarem de mim sempre tratando-me como um filho.

À Universidade Federal de Santa Catarina e ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil pela oportunidade que me deram para realizar o meu Mestrado.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa de estudos me fornecida que permitiu com que eu realizasse o Mestrado.

Ao meu orientador Professor Leto Momm pela paciência, orientações, conselhos, auxílios e por ter em apenas uma aula feito com que nascesse em mim o desejo de pesquisar o concreto asfáltico drenante o que prova ser um grande professor.

À Professora Doutora Liedi Légi Bariani Bernucci pela disposição em estar presente na defesa da minha dissertação mesmo tendo que vir de São Paulo deixando assim os seus afazeres, pelos conselhos, orientações e disponibilidade em ajudar-me até o final desse trabalho, desejo que dessa forma tenha nascido uma grande amizade.

À Doutora Leni Figueiredo Mathias Leite por não ter medido esforços para a obtenção do ligante a ser utilizado na minha pesquisa, também desejo que dessa forma tenha nascido uma grande amizade.

Ao meu grande amigo Professor Marciano Maccarini, por sempre ter permitido que eu utilizasse o Laboratório de Mecânica dos Solos, pelos conselhos e por sempre ter estado pronto a me ajudar.

À minha grande amiga Professora Liseane Padilha Thives por ter aceitado integrar a Comissão Examinadora de minha Qualificação na qual agradeço por toda a sua severidade pois mostrou-me o quanto eu precisava melhorar para ter êxito na conclusão desse trabalho e também a Comissão Examinadora de Dissertação dando-me conselhos e orientações, por através de sua consagrada Tese ter feito com que eu me interessasse ainda mais pelo estudo dessa pesquisa e pelos diversos conselhos me dados ao longo desses mais de dois anos na UFSC não somente como professora, mas também como amiga.

Aos Professores Amir Mattar Valente, Ivo José Padaratz, Marcos Aurélio Marques Noronha e Rafael Augusto dos Reis Higashi por estarem sempre dispostos a me ajudar.

Ao Professor Glicério Trichês por ter transmitido seus conhecimentos nas duas disciplinas nas quais foi meu professor, por ter aceitado o meu pedido da realização do meu Estágio Docência em sua disciplina da Graduação, mesmo não sendo seu orientando, desculpe-me pelas vezes que lhe faltei.

Ao Professor Antônio Fortunato Marcon por ter aceitado integrar a Comissão Examinadora de minha Qualificação e ao Professor Orlando Martini de Oliveira à Comissão Examinadora de minha Dissertação, ambos dando-me conselhos e orientações.

À Professora Lenise Grando Goldner e ao Professor Roberto Prudêncio Júnior que transmitiram-me seus conhecimentos nas disciplinas nas quais foram meus professores.

À Professora Janaíde Cavalcante Rocha por ter me oferecido a bolsa de estudos.

Aos meus amigos da Empresa CBB Asfaltos por terem me ensinado e auxiliado na realização da modificação de todo ligante utilizado nessa pesquisa e por terem me acolhido com muito carinho nos dias que lá passei.

À Empresa Vogelsanger por ter disponibilizado sempre prestativamente todo o material granular utilizado nessa pesquisa.

À Petrobrás por ter fornecido à UFSC a mesa compactadora LPC e o simulador de tráfego LPC, sem os quais não poderia ter realizado os meus ensaios em Florianópolis.

À Refinaria Duque de Caxias (REDUC) por ter cedido todo o ligante utilizado nessa pesquisa.

Aos amigos Adosindro, Adriano, Ana Carolina, Artur, Bruno, Carolina, César, Douglas, Fábio, Fabíola, Filipe, Flávia, Giovana, Gisele, Gleides, Graciela, Isabela, João Víctor, Joe, Keyla, Lidiane,

Lucas, Márcio, Marcus, Murilo, Rafaela, Ramón, Renata, Ricardo, Quintero, Rodrigo, Rodrigo Bim, Rodrigo Hummes, Ronaldo, Rudiele e Viviane que tornam felizes todos os meus dias na UFSC.

Dentre esses menciono novamente o amigo Quintero que para mim foi como um co-orientador pois muito me ensinou, aconselhou e ajudou ao longo do meu Mestrado, tenha certeza que sempre confiei em ti pois sou teu amigo.

Os amigos Adosindro, Bruno e Márcio também pelos ensinamentos e por toda ajuda que me deram.

A amiga Keyla pela ajuda me dada e por ter me consolado num dos momentos mais difíceis para mim nesse ano que passou e ter compreendido a minha dor quando infelizmente tantas outras pessoas amigas não compreenderam.

A amiga Zamira pelos conselhos me dados.

E os amigos Murilo, Gisele, Douglas, Fábio, Isabela, Filipe e Luís por terem possibilitado a minha entrada no Laboratório de Mecânica dos Solos.

Aos colegas Otto, Greice, Yader e Breno pelos conselhos me dados.

À Mari, Priscila e Chaine integrantes da Secretaria do PPGEC por toda paciência e auxílio, mas principalmente à Mari sem a qual não teria conseguido a minha bolsa de estudos.

Aos funcionários Alexandre, Edi, Luís, Roberto, Roque e Sálvio por sempre terem me ajudado prestativamente quando precisei de algum auxílio por parte deles.

A Leonardo Uribe por ter realizado a impressão da minha Dissertação final e a Júnior e Marcelo da Life Cópias por terem impresso a minha Dissertação provisória e a minha Qualificação.

Aos funcionários da Ondrepsb por sempre terem deixado o meu ambiente de trabalho limpo e organizado.

SUMÁRIO

RESUMO	XXIII
ABSTRACT	XXV
LISTA DE FIGURAS	XXVII
LISTA DE TABELAS	XXXV
LISTA DE ABREVIACÕES	XXXVII
LISTA DE SÍMBOLOS	XXXIX
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 - OBJETIVO DO TRABALHO	2
1.3 - OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.4 – RELEVÂNCIA DA PESQUISA	2
1.5 – LIMITAÇÕES DA PESQUISA	3
1.6 – PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO	3
1.6.1 – Caracterização dos Materiais	3
1.6.1.1 – Granulares	3
1.6.1.2 – Ligantes	3
1.7 - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	4
CAPÍTULO 2 – ADERÊNCIA PNEU-PAVIMENTO	5
2.1 - ADERÊNCIA NOS PAVIMENTOS	5
2.1.1 - Fator da aderência pneu/pavimento	6
2.1.1.1 - Coeficiente de atrito longitudinal	7
2.1.1.2 - Coeficiente de atrito transversal	7
2.1.2 - Equipamentos medidores de atrito nos pavimentos	7
2.1.2.1 - Equipamentos de rodas travadas	7

2.1.2.2 - Equipamentos com ângulo de deslizamento lateral	8
2.1.2.3 - Equipamentos com elemento fixo	8
2.1.2.4 - Equipamentos portáteis	9
2.1.3 - Fatores que afetam a avaliação da aderência nos pavimentos	9
2.1.3.1 - Espessura da lâmina d'água	9
2.1.3.2 - Condições gerais da superfície	10
2.1.3.3 - Equipamento de medição	10
2.1.3.4 - Velocidade do ensaio	10
2.1.3.5 - Tráfego	10
2.1.3.6 - Rugosidade da superfície	11
2.1.3.7 - Tipo de pneu	11
2.1.3.8 - Natureza do revestimento	11
2.1.3.9 - Temperatura	11
2.2 - ADERÊNCIA EM PISTAS MOLHADAS	11
2.2.1 - Zona molhada	13
2.2.2 - Zona intermediária	13
2.2.3 - Zona de contato seco	14
2.3 - TEXTURA DOS PAVIMENTOS	14
2.3.1 - Tipos de textura dos pavimentos	15
2.3.1.1 - Microtextura	15
2.3.1.1.1 - Medidas Subjetivas	16
2.3.1.1.2 - Medidas Indiretas	16
2.3.1.1.3 - Medidas de Perfil	17
2.3.1.2 - Macrotextura	17
2.3.1.2.1 - Métodos e Equipamentos de Medida da Macrotextura	19
2.3.1.2.2 - Métodos de Medida da Macrotextura para a Pesquisa	21

2.3.1.3 - Megatextura	21
2.4 - DRENABILIDADE DA SUPERFÍCIE	21
2.4.1 – Drenabilidade	21
2.4.2 - Altura da Precipitação sobre o Pavimento	22
2.4.3. Espessura da Lâmina d'Água sobre o Pavimento	22
CAPÍTULO 3 – CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES	25
3.1 – OS PAVIMENTOS DRENANTES	25
3.2 – HISTÓRICO	28
3.2.1 - No Brasil	28
3.2.1.1 – Santa Catarina	30
3.2.2 - No exterior	31
3.3 – VANTAGENS E DESVANTAGENS	32
3.3.1 – Vantagens	32
3.3.2 – Desvantagens	33
3.4 – PRECAUÇÕES	33
3.5 – TENDÊNCIAS MUNDIAIS	33
3.5.1 – Americana	33
3.5.2 – Europeia	33
3.6 – PERMEABILIDADE	34
3.7 - CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	36
3.8 – PROJETO	37
3.9 – EXECUÇÃO	38
3.10 – DURABILIDADE	38
3.11 – CONSERVAÇÃO	39
3.11.1 – Intervenções para manter as qualidades drenantes	39
3.11.2 – Intervenções para reparos	40
3.12 – Ruído	41

CAPÍTULO 4 – MODIFICADORES	43
4.1 – ASFALTO POLÍMERO	44
4.1.1 – Asfalto Polímero SBS	46
4.1.1.1 – Polímero SBS	47
4.2.1.2 - Países onde ele é muito aplicado	49
4.1.1.3 – Aplicações	49
4.1.1.4 – Vantagens e desvantagens	51
4.1.4.1 – Vantagens	51
4.1.4.2 – Desvantagens	52
4.2 – ASFALTO BORRACHA	52
4.2.1 – Histórico	52
4.2.2 - Países onde ele é muito aplicado	52
4.2.3 – Experiências em rodovias brasileiras	53
4.2.4 – Vantagens e desvantagens	55
4.2.4.1 – Vantagens	55
4.2.4.2 – Desvantagens	55
4.2.5 – Borracha de pneus	55
4.2.5.1 - O problema dos pneus inservíveis	55
4.2.5.2 - Processos de obtenção da borracha	56
4.2.5.2.1 – Processo ambiente	57
4.2.5.2.2 – Processo criogênico	57
4.2.6 – Características	58
4.2.6.1 - Incorporação da borracha em misturas betuminosas	58
4.2.6.1.1 - Processo Seco	59
4.2.6.1.2 - Processo Úmido	59
4.2.6.2 – Sistemas de obtenção	60
4.2.6.2.1 - Continuous Blend	60

4.2.6.2.2 - Terminal blend	61
CAPÍTULO 5 – MATERIAIS E METODOLOGIA	65
5.1 – GRANULARES	65
5.1.1 – Los Angeles	66
5.1.2 – Durabilidade	67
5.1.3 – Adesividade	67
5.1.4 – Índice de Forma	67
5.1.5 – Densidade	68
5.2 – CURVA GRANULOMÉTRICA	68
5.3 – LIGANTES	69
5.3.1 – Penetração	70
5.3.2 – Ponto de Amolecimento	71
5.3.3 – Viscosidade	71
5.3.4.1 – Viscosímetro Saybolt-Furol	72
5.3.4.2 – Viscosímetro Brookfield	72
5.3.4 – Densidade	72
5.4 – MISTURAS	73
5.4.1 – Ensaio Cântabro	73
5.4.2 – Ensaio Marshall	74
5.4.3 – Ensaio de Permeabilidade	74
5.4.4 – Ensaio de Deformação Permanente	75
CAPÍTULO 6 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS	77
6.1 – GRANULARES	77
6.2 – LIGANTES	79
6.3 – PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS	86
6.3.1 – Primeira etapa de ensaios	87
6.3.1.1 – Curva Granulométrica	88

6.3.1.2 – Volume de vazios	91
6.3.1.3 – Ensaio Cântabro	92
6.3.2 - Segunda etapa de ensaios	94
6.3.2.1 – Volume de Vazios	97
6.3.2 – Ensaio Cântabro	97
6.3.3 - Terceira etapa de ensaios	98
6.3.3.1 - Curva-granulométrica	100
6.3.3.2 – Volume de vazios	101
6.3.3.3 – Ensaio Cântabro	102
6.3.4 - Quarta etapa de ensaios	104
6.3.4.1 - Curva-granulométrica	105
6.3.4.2 – Volume de Vazios	106
6.3.4.3 – Ensaio Cântabro	107
6.3.5 – Ensaios das placas	108
6.3.5.1 – Curva Granulométrica	108
6.3.5.2 – Volume de Vazios	110
6.3.5.3 – Ensaio de Permeabilidade	111
6.3.5.4 – Ensaio de Deformação Permanente	113
CAPÍTULO 7 – DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	119
7.1 – PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIOS	119
7.1.1 – Volume de Vazios	119
7.1.2 – Desagregação	120
7.2 – SEGUNDA ETAPA DE ENSAIOS	121
7.2.1 – Volume de Vazios	121
7.2.2 – Desagregação	121
7.3 – TERCEIRA ETAPA DE ENSAIOS	121
7.3.1 – Volume de Vazios	122

7.3.2 – Desagregação	122
7.4 – QUARTA ETAPA DE ENSAIOS	124
7.4.1 – Volume de Vazios	124
7.4.2 – Desagregação	125
7.5 – ENSAIOS DAS PLACAS	125
7.5.1 – Volume de Vazios	126
7.5.2 – Permeabilidade	126
7.5.3 – Deformação Permanente	127
CAPÍTULO 8 – CONCLUSÕES	131
REFERÊNCIAS	133

RESUMO

A pesquisa estuda as propriedades mecânicas quanto a desagregação, permeabilidade e deformação permanente dos concretos asfálticos drenantes modificados por polímero SBS e borracha moída de pneus na condição com e sem ciclagem de água. Os granulares utilizados foram de origem granítica oriundos da Empresa Vogelsanger em Palhoça – SC e os ligantes de elevada consistência (CAP 30/45) fornecidos pela Refinaria Duque de Caxias (REDUC) e modificados a fim de atender o objetivo da pesquisa pela Empresa CBB Asfaltos em Curitiba – PR. Utilizou-se o CAP 30/45 com a intenção de obter misturas mais resistentes ao elevado tráfego que provoca o aumento da deterioração das rodovias e modificados para aumentar ainda mais essa resistência. A modificação caracterizou-se pela adição de 4% de polímero SBS por já ter sido tema de outras pesquisas e 20% de borracha moída de pneus pelo apelo ambiental, sendo que tal percentagem foi utilizada pois é a adotada pelas curvas granulométricas descontínuas que caracterizam as misturas drenantes. Para a realização de ambas as misturas, para que sejam comprovadamente drenantes, devem ter volume de vazios acima de 20% e permeabilidade com velocidade de escoamento acima de 0,6 cm/s e além disso, possuírem desagregação inferior a 25% e deformação permanente inferior a 10% para que não haja afundamentos nas trilhas de roda. A razão de estudar as condições das misturas com e sem ciclagem, é verificar o comportamento dessas misturas tanto em pista seca quanto com pista úmida ou molhada. Mas acima de tudo, o estudo busca desenvolver um bom pavimento que proporciona conforto, economia e segurança o que o pavimento drenante oferece por não haver a formação da hidroplanagem, viscoplanagem, reflexão luminosa, névoa d'água, irregularidades, graças à eliminação da lâmina d'água.

Palavras-chave: Concreto asfáltico drenante, borracha moída de pneus, polímero SBS

ABSTRACT

The research studies the mechanical properties as to disintegration, permeability and permanent deformation of drainage asphalt concretes modifieds for polymer SBS and ground rubber tires in the condition with and without water cycling. The granulars used are of granitic origin from the Vogelsanger Firm in Palhoça - SC and the binders of high consistency (CAP 30/45) were provided by Duque de Caxias Refinery (REDUC) and modifieds for the purpose accord the objective of the research by CBB Asphalt Firm in Curitiba - PR. Was used himself the CAP 30/45 with the intention of obtaining mixtures more resistant to high traffic which causes the increase of the deterioration of the highways and modifieds to further increase this resistance. The modification was characterized himself by the addition of 4% of polymer SBS for already have been theme of other researchs and 20% of ground rubber tires by environmental appeal, being that such percentage was used because is adopted by the discontinuous granulometric curves that characterize the draining mixtures. For the realization of both mixtures, so that are provenly draining, must have void volume above than 20% and permeability with flow velocity above than 0,6 cm/s and furthermore, will possess disintegration less than 25% and permanent deformation less then 10% so that no there sags in the wheel tracks. The reason for study the conditions of mixtures with and without water cycling, is check the behavior of these mixtures both in dry runway as with moist or wet runway. But above all, the study search to develop a good pavement that provides comfort, economy and safety which the drainage pavement provides for have not the formation of hydroplaning, viscoplanagem, light reflection, water mist, irregularities, due to elimination of water depth.

Key-words: Drainage asphalt concrete, ground rubber tires, polymer SBS

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Adhera – Equipamento medidor de atrito (www.polskainzynieria.pl)	7
Figura 2.2 – Mu-Meter – Equipamento medidor de atrito (www.airport-int.com)	8
Figura 2.3 – Griptester – Equipamento medidor de atrito (www.airport-suppliers.com)	8
Figura 2.4 – Pêndulo britânico (www.pattrol.com.br)	9
Figura 2.5 - Zonas de contato pneu/pavimento (RODRIGUES FILHO <i>et</i> SILVA, 1981; HAAS, 1984, <i>apud</i> APS, 2006)	12
Figura 2.6 - Parâmetros de tamanho, forma e densidade de rugosidades e asperezas (MOMM, 1998)	15
Figura 3.1 – Esquema de funcionamento do asfalto drenante (OLIVEIRA, 2003)	25
Figura 3.2 – Escoamento da água da chuva nos revestimentos impermeáveis (GNCSC, 1996, <i>apud</i> DUMKE 2005)	26
Figura 3.3 – Drenagem sobre um pavimento impermeável molhado (GNCSC, 1996, <i>apud</i> DUMKE 2005)	26
Figura 3.4 – Infiltração e percolação em revestimento drenante (GNCSC, 1996, <i>apud</i> DUMKE 2005)	27
Figura 3.5 – Drenagem e infiltração em pavimento drenante molhado (GNCSC, 1996, <i>apud</i> DUMKE 2005)	27
Figura 3.6 – Diferença entre um pavimento de concreto asfáltico drenante e um pavimento de concreto asfáltico convencional quanto à formação da névoa de água atrás dos veículos (LCPC, 1997, <i>apud</i> DUMKE 2005)	28

Figura 3.7 – Pista do Aeroporto Santos Dumont (www.ipirangaasfaltos.com.br)	29
Figura 3.8 – Trecho da Rodovia dos Imigrantes antes e depois da aplicação de concreto asfáltico drenante (NASCIMENTO <i>et</i> REIS, 1999, <i>apud</i> OLIVEIRA, 2003)	29
Figura 3.9 - Trecho com camada porosa entre o km 10 – km 11 da BR- 101 em Santa Catarina (MEURER FILHO, 2001)	30
Figura 3.10 - Trecho em Santa Catarina entre São José do Cerrito e Vargem Grande (KNABBEN, 2012)	30
Figura 3.11- Aspectos dos tipos de vazios da camada porosa (FAURE <i>apud</i> CAMPOS, 1998, <i>apud</i> MEURER FILHO, 2001)	34
Figura 3.12 – Permeâmetro de carga variável (MOMM, 2002, <i>apud</i> OLIVEIRA, 2003)	35
Figura 3.13 - Permeâmetro de carga constante (DI BENEDETTO <i>et al.</i> , 1996, <i>apud</i> MEURER FILHO, 2001)	36
Figura 4.1 – Representação do polímero SBS (DNER, 1998, <i>apud</i> NEGRÃO, 2006)	48
Figura 4.2 – Autódromo de Jacarepaguá (www.uol.com.br)	49
Figura 4.3 – Autódromo de Interlagos (www.cidadedesao Paulo.com)	50
Figura 4.4 – Vista da “Curva da Onça” onde foi executado o trecho experimental com SMA na Via Anchieta (APS, 2006)	50
Figura 4.5 – BR-153 (Bagé – BR-290) (www.sbsengenharia.com.br)	51
Figura 4.6 – Trecho da BR-116 (Guaíba – Camaquã) (www.grecaasfaltos.com.br)	53
Figura 4.7 - Belo Horizonte - Aeroporto de Confins (www.grecaasfaltos.com.br)	53

Figura 4.8 - Rodovia SP-150 (www.ecovias.com.br)	54
Figura 4.9 –Rodovia BR-040 (www.concer.com.br)	54
Figura 4.10 – Pneus depositados a céu aberto em terreno baldio (www.mausoleudogargula.blogspot.com)	56
Figura 4.11 - Sistema do processo ambiente (RESCHNER, 2006, <i>apud</i> FONTES, 2009)	57
Figura 4.12 – Sistema do processo criogênico (RESCHNER, 2006, <i>apud</i> FONTES, 2009)	58
Figura 4.13 – Modificação do ligante através do sistema Continuous Blend (adaptado de CALTRANS, 2003, <i>apud</i> FONTES, 2009)	61
Figura 4.14 - Esquema de fabricação do asfalto borracha via úmida pelo processo de mistura estocável (terminal blending) (BERNUCCI <i>et al.</i> , 2006)	63
Figura 5.1 – Equipamento utilizado na realização do Ensaio Los Angeles	66
Figura 5.2 – Representação dos 15 pontos distribuídos nos quais realiza- se a leitura da deformação das placas (NF P 98-253-1, 1991, <i>apud</i> BARRA, 2009)	76
Figura 6.1 – Britagem granítica em Palhoça	77
Figura 6.2 – Ensaio de Durabilidade com sulfato de sódio	78
Figura 6.3 – Ensaio de Adesividade com e sem melhorador de adesividade	79
Figura 6.4 – Moinho realizador da modificação	79
Figura 6.5 - Ligante puro no moinho	80
Figura 6.6 – Introdução do modificador no moinho	80
Figura 6.7 – Ligante modificado	81
Figura 6.8 – Ensaio de Penetração	82

Figura 6.9 – Ensaio de Ponto de Amolecimento	82
Figura 6.10 – Ensaio de Viscosidade Saybolt-Furol	83
Figura 6.11 – Curva viscosidade-temperatura do Ensaio de Viscosidade Saybolt- Furol do polímero SBS	83
Figura 6.12 – Curva viscosidade-temperatura do Ensaio de Viscosidade Saybolt- Furol do asfalto borracha	84
Figura 6.13 – Ensaio de Viscosidade Brookfield	84
Figura 6.14 – Curva viscosidade-temperatura do Ensaio de Viscosidade Brookfield do polímero SBS	85
Figura 6.15 – Curva viscosidade-temperatura do Ensaio de Viscosidade Brookfield do asfalto borracha	85
Figura 6.16 – Demonstração esquemática da primeira etapa de ensaios	87
Figura 6.17 – Corpos de prova da primeira etapa de ensaios	88
Figura 6.18 – Curva granulométrica adotada na primeira etapa de ensaios (MEURER FILHO, 2001)	90
Figura 6.19 – Volume de vazios dos corpos de prova de polímero SBS da primeira etapa de ensaios	91
Figura 6.20 – Volume de vazios dos corpos de prova de asfalto borracha da primeira etapa de ensaios	91
Figura 6.21 – Desagregação dos corpos de prova de polímero SBS sem ciclagem da primeira etapa de ensaios	92
Figura 6.22 – Desagregação dos corpos de prova de polímero SBS com ciclagem da primeira etapa de ensaios	92
Figura 6.23 – Desagregação dos corpos de prova de asfalto borracha sem ciclagem da primeira etapa de ensaios	93

Figura 6.24 – Desagregação dos corpos de prova de asfalto borracha com ciclagem da primeira etapa de ensaios	93
Figura 6.25 – Curvas granulométricas testadas na segunda etapa de ensaios	94
Figura 6.26 – Corpos de prova da segunda etapa de ensaios antes da realização do Ensaio Cântabro	96
Figura 6.27 – Corpos de prova da segunda etapa de ensaios após a realização do Ensaio Cântabro	96
Figura 6.28 – Volume de vazios dos corpos de prova das quatro curvas granulométricas	97
Figura 6.29 – Desagregação dos corpos de prova das quatro curvas granulométricas	97
Figura 6.30 - Demonstração esquemática da terceira etapa de ensaios	98
Figura 6.31 – Corpos de prova de polímero SBS da terceira etapa de ensaios	99
Figura 6.32 – Corpos de prova de asfalto borracha da terceira etapa de ensaios	99
Figura 6.33 – Curva granulométrica utilizada na terceira etapa de ensaios	100
Figura 6.34 – Volume de vazios dos corpos de prova de polímero SBS da terceira etapa de ensaios	101
Figura 6.35 – Volume de vazios dos corpos de prova de asfalto borracha da terceira etapa de ensaios	101
Figura 6.36 – Desagregação dos corpos de prova de polímero SBS sem ciclagem da terceira etapa de ensaios	102
Figura 6.37 – Desagregação dos corpos de prova de polímero SBS com ciclagem da terceira etapa de ensaios	102

Figura 6.38 – Desagregação dos corpos de prova de asfalto borracha sem ciclagem da terceira etapa de ensaios	103
Figura 6.39 – Desagregação dos corpos de prova de asfalto borracha com ciclagem da terceira etapa de ensaios	103
Figura 6.40 - Corpos de prova de polímero SBS da quarta etapa de ensaios antes da realização do Ensaio Cântabro	104
Figura 6.41 - Corpos de prova de asfalto borracha da quarta etapa de ensaios antes da realização do Ensaio Cântabro	104
Figura 6.42 – Corpos de prova de polímero SBS da quarta etapa de ensaios após a realização do Ensaio Cântabro	105
Figura 6.43 – Corpos de prova de asfalto borracha da quarta etapa de ensaios após a realização do Ensaio Cântabro	105
Figura 6.44 - Curva granulométrica utilizada na quarta etapa de ensaios	105
Figura 6.45 – Volume de vazios dos corpos de prova de polímero SBS da quarta etapa de ensaios	106
Figura 6.46 – Volume de vazios dos corpos de prova de asfalto borracha da quarta etapa de ensaios	106
Figura 6.47 – Desagregação dos corpos de prova de polímero SBS da quarta etapa de ensaios	107
Figura 6.48 – Desagregação dos corpos de prova de asfalto borracha da quarta etapa de ensaios	107
Figura 6.49 – Curva granulométrica utilizada na quarta etapa de ensaios	108
Figura 6.50 – Mistura do material	109
Figura 6.51 – Compactação das placas na mesa compactadora LPC .	109
Figura 6.52 – Placas de polímero SBS antes de serem ensaiadas	110

Figura 6.53 – Placas de asfalto borracha antes de serem ensaiadas ...	110
Figura 6.54 – Volume de vazios das placas do Polímero SBS	111
Figura 6.55 – Volume de vazios das placas de asfalto borracha	111
Figura 6.56 – Ensaio de Permeabilidade	112
Figura 6.57 – Velocidade de escoamento das placas de polímero SBS	112
Figura 6.58 – Velocidade de escoamento das placas de asfalto borracha	113
Figura 6.59 – Simulador de tráfego LPC	113
Figura 6.60 – Placa sobre a qual percorre o pneumático durante o ensaio	114
Figura 6.61 – Sensor de temperatura colocado na placa	115
Figura 6.62 – Leitura da realização do Ensaio de Deformação Permanente	115
Figura 6.63 – Medição da deformação	115
Figura 6.64 – Placas de polímero SBS depois de serem ensaiadas	116
Figura 6.65 – Placas de asfalto borracha depois de serem ensaiadas .	116
Figura 6.66 – Deformação das placas 1 e 3 de polímero SBS sem ciclagem	117
Figura 6.67 – Deformação das placas 2 e 4 de polímero SBS com ciclagem	117
Figura 6.68 – Deformação das placas 5 e 7 de asfalto borracha sem ciclagem	118
Figura 6.69 - Deformação das placas 6 e 8 de asfalto borracha com ciclagem	118
Figura 7.1 – Comparação entre o volume de vazios de asfalto borracha e polímero SBS na primeira etapa de ensaios	119

Figura 7.2 – Comparação entre a desagregação de polímero SBS sem ciclagem e com ciclagem na primeira etapa de ensaios	120
Figura 7.3 – Comparação entre a desagregação de asfalto borracha sem ciclagem e com ciclagem na primeira etapa de ensaios	120
Figura 7.4 – Comparação entre o volume de vazios de asfalto borracha e polímero SBS na terceira etapa de ensaios	122
Figura 7.5 – Comparação entre a desagregação de polímero SBS sem ciclagem e com ciclagem na terceira etapa de ensaios	123
Figura 7.6 – Comparação entre a desagregação de asfalto borracha sem ciclagem e com ciclagem na terceira etapa de ensaios	123
Figura 7.7 – Comparação entre o volume de vazios de asfalto borracha e polímero SBS na quarta etapa de ensaios	124
Figura 7.8 – Comparação entre a desagregação de asfalto borracha e polímero SBS na quarta etapa de ensaios	125
Figura 7.9 – Comparação entre o volume de vazios de asfalto borracha e polímero SBS do Ensaio de Permeabilidade	126
Figura 7.10 – Comparação entre a velocidade de escoamento de asfalto borracha e polímero SBS do Ensaio de Permeabilidade	127
Figura 7.11 – Comparação entre a deformação das placas de polímero SBS sem ciclagem e com ciclagem	134
Figura 7.12 – Comparação entre a deformação das placas de asfalto borracha sem ciclagem e com ciclagem	134
Figura 7.13 – Comparação da deformação das oito placas	134

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Permeabilidade na rodovia dos Bandeirantes (NASCIMENTO e REIS, 1999, <i>apud</i> OLIVEIRA, 2003)	40
Tabela 6.1 – Caracterização dos granulares	78
Tabela 6.2 – Densidade dos granulares	78
Tabela 6.3 – Caracterização dos ligantes	81
Tabela 6.4 - Composição da curva granulométrica da primeira etapa de ensaios	90
Tabela 6.5 – Resultados das curvas granulométricas testadas na segunda etapa de ensaios	94
Tabela 6.6: Composição da segunda curva granulométrica	95
Tabela 6.7 - Composição da terceira curva granulométrica	95
Tabela 6.8 - Composição da quarta curva granulométrica	95

LISTA DE ABREVIÇÕES

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AFNOR	Association Française de Normalisation
AIPCR	Association Mondiale de La Route
ANP	Agência Nacional de Petróleo
ASTM	American Society for Testing and Materials
BR	Brasil Rodovia
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBUQ	Concreto betuminoso usinado a quente
CPs	Corpos de prova
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EN	Norma Europeia
EVA	Etileno Acetato de Vinila
FAA	Federal Aviation Administration
FHWA	Federal Highway Administration
IBP	Instituto Brasileiro de Petróleo
ISETH	Institute for Highway, Railroads and Rocks Engineering
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LPC	Laboratoire Ponts et Chaussées
ME	Método de Ensaio
NBR	Norma Brasileira
NF	Norma Francesa
NTL	Norma Espanhola
PR	Paraná
PVC	Policloreto de vinila
REDUC	Refinaria Duque de Caxias
SBR	Borracha de estireno-butadieno
SBS	Estireno-butadieno-estireno
SC	Santa Catarina
SMA	Stone Mastic Asphalt
TSD	Tratamento superficial duplo
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
USACE	Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos
USP	Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

F_A	Força de atrito
μ	Coefficiente de atrito
N	Força Normal
μ_A	Coefficiente de atrito de adesão molecular
μ_H	Coefficiente de atrito de histerese
Σ	Somatório
A	Desgaste por abrasão Cântabro
P	Peso do corpo de prova antes do ensaio
P'	Peso do corpo de prova depois do ensaio
v_p	Velocidade de escoamento da água
P_b	Permeabilidade
L	Volume de água entre os meniscos do cilindro
A_p	Área do orifício inferior do permeâmetro pelo qual há o escoamento da água
T	Tempo

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As estatísticas de acidentes de trânsito com vítimas fatais se mostram elevadas em todo o mundo o que é fator preocupante para diversas nações inclusive as mais desenvolvidas. Além das vítimas fatais, os acidentes de trânsito geram custos diretos e indiretos afetando a distribuição do orçamento dos países.

A construção de uma rodovia tem como objetivo oferecer ao usuário uma boa qualidade de vida e um bom pavimento que caracteriza-se por oferecer conforto, economia e segurança aos usuários.

O conforto consiste em poder transitar numa superfície que não possua irregularidades, que não haja névoa de água formada à frente dos veículos nos dias chuvosos, com o menor índice de ruído, entre outros.

A economia se verifica na medida em que não se tenha gastos com a manutenção dos veículos devido a problemas encontrados nos pavimentos muitos deles causados pela água.

E, por último, a segurança para que menos acidentes ocorram e com isso menos vidas sejam desperdiçadas. A existência da lâmina d'água sobre o pavimento provoca derrapagens em virtude dos fenômenos de hidroplanagem e viscoplanagem, prejudica a visibilidade pela névoa formada atrás dos veículos em movimento e faz com que a reflexão luminosa impossibilite visualizar a sinalização horizontal durante à noite. A formação das trilhas de rodas pode causar acidentes devido a água que nelas se acumula e com as irregularidades.

Deve-se, então, desenvolver um material que tenha permeabilidade tão elevada que possibilite que toda a água das chuvas percolem por ele para fora do pavimento eliminando a água sobre a superfície e ao mesmo tempo poder suportar a ação do tráfego. Esse material, denominado concreto asfáltico drenante consiste de uma camada permeável com função de camada de superfície sobre uma camada impermeável com função estrutural pois, possui módulo de rigidez inferior ao módulo dos concretos asfálticos tradicionais.

A utilização de revestimentos asfálticos drenantes reduz consideravelmente o número de acidentes de trânsito. Diversos países fazem acompanhamento do número de acidentes ocorridos antes e depois da aplicação de concretos asfálticos drenantes.

Com o objetivo de melhorar as propriedades do asfalto, têm sido realizadas algumas práticas tais como a incorporação de modificadores

no asfalto, dentre os utilizados pode-se destacar o uso de polímeros SBS e a borracha moída de pneus.

Portanto, essa pesquisa foca a aplicação de concreto asfáltico drenante com ligante de elevada consistência, no caso CAP 30/45, modificado por polímero SBS ou por borracha moída de pneus.

1.2 - OBJETIVO DO TRABALHO

O objetivo do trabalho é estudar o comportamento dos concretos asfálticos drenantes preparado com asfalto de elevada consistência modificados por polímero SBS e borracha moída de pneus nos parâmetros de permeabilidade, desagregação e deformação permanente nas situações com e sem ciclagem em água.

1.3 - OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para alcançar o objetivo do trabalho, fixa-se os seguintes objetivos específicos:

- Caracterização do CAP 30/45 modificado;
- Definição das curvas granulométricas;
- Determinação dos teores de ligante a serem testados;
- Execução dos ensaios com e sem ciclagem (Marshall, Cântabro, Permeabilidade e Deformação Permanente);
- Exploração dos resultados;
- Considerações finais e conclusão.

1.4 – RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Ao realizarmos a construção de uma rodovia utilizando concreto asfáltico drenante é vital ter conhecimento da percentagem de vazios e do seu comportamento em relação ao desgaste e à permeabilidade e deformação permanente desse tipo de mistura portanto, para verificar se é possível produzir concreto asfáltico drenante de elevada consistência deve-se estudar essas propriedades.

O ligante utilizado é o CAP 30/45 de elevada consistência e todos os ensaios serão realizados nas situações com e sem ciclagem em água.

Dentre os asfaltos pesquisados escolheu-se os asfaltos modificados com polímero SBS por já ter sido motivo de outras pesquisas e com borracha moída de pneus devido ao forte apelo ambiental.

1.5 – LIMITAÇÕES DA PESQUISA

A pesquisa limita-se à realização de ensaios laboratoriais, sem aplicação no campo em virtude do tempo restrito para conclusão do curso e não haverá a realização do Ensaio da Prensa de Compactação Giratória devido à impossibilidade da utilização da máquina que realiza esse ensaio.

1.6 - PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO

- Peneiramento dos granulares;
- Modificação dos ligantes;
- Caracterização dos granulares e dos ligantes;
- Realização dos ensaios.

1.6.1 – Caracterização dos materiais

Os materiais serão caracterizados em laboratório. Os granulares para estar ciente se atendem os limites especificados em norma o que os torna aptos para compor a mistura e os ligantes para determinar as temperaturas de realização da mistura e da compactação, além de também saber se estão aptos para compor a mistura.

1.6.1.1 - Granulares

Os agregados utilizados são de origem granítica provenientes da pedreira Santa Bárbara localizada no município de Palhoça / SC.

1.6.1.2 – Ligantes

É empregado o CAP 30/45 de elevada consistência proveniente da Refinaria de Duque de Caxias (REDUC). Como esse CAP será obtido na sua forma pura, o ligante deverá então ser modificado à fim de atender o objetivo da pesquisa.

As modificações dos ligantes foram realizados na Empresa CBB Asfaltos localizada em Curitiba – PR.

1.7 - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O Capítulo 1 apresenta as considerações iniciais, do objetivo do trabalho, apresenta a pesquisa, fixa as limitações e descreve a organização do tema.

O Capítulo 2 trata da revisão bibliográfica dos conceitos da aderência pneu-pavimento.

O Capítulo 3 discorre sobre o concreto asfáltico drenante, a sua utilização e realização e a importância de ser aplicado nas rodovias.

O Capítulo 4 apresenta os modificadores, no caso o polímero SBS e a borracha moída de pneus, desde a sua obtenção até como atuam no concreto asfáltico drenante.

O Capítulo 5 descreve as características dos materiais e os procedimentos dos ensaios laboratoriais determinados.

O Capítulo 6 apresenta os resultados dos ensaios laboratoriais das misturas estudadas quanto à desagregação, permeabilidade e deformação permanente.

O Capítulo 7 discorre sobre a discussão dos resultados encontrados.

O Capítulo 8 traz a conclusão da pesquisa tendo em vista o objetivo proposto.

CAPÍTULO 2 – ADERÊNCIA PNEU-PAVIMENTO

Como já foi mencionado no capítulo anterior, um bom pavimento deve garantir ao usuário conforto, economia e segurança que está intimamente ligada ao atrito entre o pneu e o pavimento que permite que o usuário possa a qualquer momento seguir a trajetória desejada.

Durante o deslocamento, o veículo deve manter contato contínuo com a superfície do pavimento logo, a interação entre o pneu e o pavimento deve garantir ao usuário acelerar, frear e realizar curvas principalmente quando o pavimento encontra-se úmido ou molhado.

São diversos os motivos que ocasionam um acidente rodoviário como por exemplo o comportamento do motorista, a manutenção do veículo, as condições das estradas, a intensidade do tráfego, entre outros, mas independente de qual seja, o condutor deverá manter o veículo sob seu controle na área de contato entre o pneu e o pavimento (FERNANDES E DOMINGUES, 1993, *apud* OLIVEIRA, 2003).

2.1 - ADERÊNCIA NOS PAVIMENTOS

A aderência entre o pneu e o pavimento depende da força de atrito entre suas superfícies (SOUZA *et al.*, 1994, *apud* OLIVEIRA, 2003) diretamente proporcionais à intensidade da força normal entre elas:

$$F_A = \mu \times N \quad (2.1)$$

Sendo:

F_A = Força de atrito;

μ = Coeficiente de atrito;

N = Força Normal

Entre o conforto, a economia e a segurança desejados pelos usuários, a segurança especialmente está intimamente ligada ao atrito entre o pneu e o pavimento que permite que o usuário possa a qualquer momento seguir a trajetória desejada (MEURER FILHO, 2001).

Existem segmentos nas rodovias onde há forte demanda de atrito que correspondem principalmente aos segmentos de velocidades elevadas, tráfego canalizado, traçados geométricos difíceis e com conflitos potenciais entre fluxos de tráfego e seções com traçados ou configurações difíceis (MEURER FILHO, 2001).

O coeficiente de atrito depende de vários fatores como a presença da água, velocidade de deslocamento, condição do pavimento e o estado dos pneus (MEURER FILHO, 2001 *apud* OLIVEIRA, 2003).

O atrito atua no contato entre o pneu e o pavimento podendo ser explicado por dois fenômenos que são a adesão molecular e a histerese (MOMM, 1998).

A adesão molecular está ligada à área real de contato em estado seco por isso o coeficiente de atrito de adesão molecular é menor em superfícies rugosas do que em lisas (MOMM, 1998).

A histerese refere-se à rugosidade que atua sobre o potencial de deformação da banda de rodagem do pneu (MOMM, 1998).

A presença de película d'água na zona de contato afeta de maneira mais forte o atrito de adesão que o atrito de histerese (PASQUET *et al.*, 1966, *apud* MOMM, 1998).

Inicialmente pode-se admitir que o coeficiente de atrito seja a soma de duas parcelas (MOMM, 1998):

$$\mu = \mu_A + \mu_H \quad (2.2)$$

Sendo:

μ = Coeficiente de atrito;

μ_A = Coeficiente de atrito de adesão molecular;

μ_H = Coeficiente de atrito de histerese

O coeficiente de aderência entre o pneu e o pavimento de determinada superfície de pavimento está vinculado ao modo como a medida da relação entre as forças atuantes no instante da medição é realizada. Como são muitos os fatores que afetam o coeficiente de aderência, cada método de ensaio fixa parâmetros como velocidade de ensaio, espessura da lâmina d'água entre as superfícies, escultura do pneu, carga aplicada, giro da roda, etc. (MOMM *et al.*, 1995).

O que designa o coeficiente da aderência entre o pneu e o pavimento de determinada superfície de pavimento é como é realizada a medida da relação entre as forças atuantes (MOMM, 1998).

2.1.1 - Fator da aderência pneu pavimento

O fator de proporcionalidade do contato entre o pneu e o pavimento é chamado de coeficiente de atrito. Ele é dividido em duas categorias (PONCINO, 2001, *apud* OLIVEIRA, 2003):

2.1.1.1 - Coeficiente de atrito longitudinal

Refere-se à força que se desenvolve na área de contato entre o pneu e o pavimento quando se arrasta uma roda travada por um veículo trator. Esse coeficiente simula uma situação de frenagem de emergência no sentido longitudinal (PONCINO, 2001, *apud* OLIVEIRA, 2003).

2.1.1.2 - Coeficiente de atrito transversal

Refere-se à força perpendicular ao plano de rotação da roda quando esta circula com um ângulo em relação à sua direção de avanço. Esse coeficiente é o que melhor representa uma situação de derrapagem do veículo em zonas de curvas (PONCINO, 2001; ROCO *et al.*, 2002; *apud* OLIVEIRA, 2003).

2.1.2 - Equipamentos medidores de atrito nos pavimentos

Os principais equipamentos para a medição do atrito são:

2.1.2.1 - Equipamentos de rodas travadas

Foram desenvolvidos para medir o coeficiente de atrito longitudinal. A medida é feita com o pavimento molhado pois possui um sistema que aplica uma lâmina d'água sobre a pista. Um exemplo desses equipamentos é o Adhera (Figura 2.1), de origem francesa que opera entre 40 e 140 km/h (CAMPOS, 1998, *apud* OLIVEIRA, 2003).



Figura 2.1 – Adhera (www.polskainzynieria.pl)

2.1.2.2 - Equipamentos com ângulo de deslizamento lateral

Foram desenvolvidos para a medição do coeficiente de atrito transversal nos quais a roda situa-se num plano que forma um ângulo de 15° com a direção de avanço (OLIVEIRA, 2003). Um exemplo é o Mu-Meter (Figura 2.2) de origem inglesa.



Figura 2.2 – Mu-Meter (www.airport-int.com)

2.1.2.3 - Equipamentos com elemento fixo

Operam fixando-se bloqueamento das rodas para o registro do coeficiente de atrito. Existe o Griptester (Figura 2.3) da Inglaterra que trabalha com 15% das rodas bloqueadas e atinge até 65 km/h (OLIVEIRA, 2003).



Figura 2.3 – Griptester (www.airport-suppliers.com)

2.1.2.4 - Equipamentos portáteis

O mais conhecido é o Pêndulo Britânico (figura 2.4) que possui em sua extremidade uma sapata de borracha que desliza sobre o pavimento após soltar a haste do pêndulo sobre o mesmo. A perda de energia desse movimento serve como medida de atrito sendo registrada numa escala graduada. É um dos dispositivos mais difundidos internacionalmente devido ao seu baixo custo e a facilidade de operação (OLIVEIRA, 2003).



Figura 2.4 – Pêndulo Britânico (www.pattrol.com.br)

2.1.3 - Fatores que afetam a avaliação da aderência nos pavimentos

Diversos fatores influem na medição da aderência entre o pneu e o pavimento, entre eles destacam-se (DOMINGUES, 1991, *apud* MEURER FILHO, 2001):

2.1.3.1 - Espessura da lâmina d'água

As principais dificuldades relativas à aderência pneu/pavimento surgem com o pavimento úmido ou molhado. Por essa razão o ensaio de medição da aderência é feito nessas condições, mas para isso é necessário especificar a espessura da lâmina d'água e de se assegurar que sua altura seja constante durante os ensaios. Quanto maior for a sua espessura, maiores serão as dificuldades impostas à aderência. Não terá problemas de aderência no caso do pavimento estar seco, porém se ele estiver úmido começará a haver a perda do contato entre o pneu e o

pavimento ocasionando um deslocamento relativo entre as duas superfícies e se ele estiver molhado ocorrerá a perda total do contato entre o pneu e o pavimento fazendo com que não seja possível o motorista controlar o veículo.

2.1.3.2 - Condições gerais da superfície

As irregularidades da superfície do pavimento podem reduzir a aderência uma vez que provocam perturbações no sistema da suspensão dos veículos, porém as suas trincas podem aumentar a aderência pois possuem um maior número de arestas. Uma superfície com boa rugosidade também oferece maior aderência.

2.1.3.3 - Equipamentos de medição

Foram desenvolvidos para medir o coeficiente de atrito. Quanto maior for o seu valor, melhor será a aderência pois maior será a facilidade de comportar-se nas frenagens e nos casos de alta velocidade. Os seus valores de medição diferem de equipamento para equipamento.

2.1.3.4 - Velocidade do ensaio

Deve ser preferencialmente a mais próxima possível da velocidade permitida para a rodovia levando-se em consideração que velocidades elevadas exigem uma maior resistência à derrapagem. Quanto maior a velocidade do ensaio, menor o nível de aderência no pavimento podendo as extrapolações em modelos para velocidades maiores não serem adequadas.

2.1.3.5 - Tráfego

O uso intensivo do pavimento provoca o polimento dos granulares do pavimento reduzindo a microtextura e por consequência oferecendo um menor potencial de aderência pois o desgaste das arestas vivas dos granulares do revestimento tornam a superfície lisa devido à passagem progressiva de veículos.

2.1.3.6 - Rugosidade da superfície

A rugosidade do revestimento é fundamental principalmente a altas velocidades, exigindo revestimentos mais rugosos que possibilitam

maior fluxo de escoamento d'água para fora da área de contato favorecendo a aderência, porém à velocidades baixas os revestimentos menos rugosos apresentam melhor desempenho.

2.1.3.7 - Tipo de pneu

O tipo de pneu influi diretamente na medição da aderência, especialmente em função da composição química da borracha, das dimensões, da pressão de enchimento e da existência de ranhuras que escoam a água da superfície.

2.1.3.8 - Natureza do revestimento

O tipo do revestimento influencia no comportamento da aderência pois os que possuem um maior número de arestas proporcionam menor potencial à derrapagem, bem como o excesso de ligante no caso de revestimentos betuminosos que torna a superfície mais lisa e escorregadia. Os pavimentos de concreto de cimento Portland podem apresentar maior risco de hidroplanagem do que os asfálticos que mantêm os granulares na superfície.

2.1.3.9 – Temperatura

Interfere na pressão de contato dos pneus na medida em que a partir do momento que há o aumento da temperatura, os pneus começam a perder resistência em sua banda de rodagem piorando a aderência.

2.2 - ADERÊNCIA EM PISTAS MOLHADAS

Devem ser considerados aspectos como a espessura da lâmina d'água sobre a superfície, capacidade de evacuação pela escultura do pneu, rugosidade da superfície e a geometria da rodovia sendo que somente ela não é capaz de exercer determinado potencial de atrito em pistas molhadas o que só é possível quando as superfícies do pavimento possuem as necessárias características de textura (CARDOSO *et al.*, 1995, *apud* MEURER FILHO, 2001).

De um modo geral os pavimentos apresentam condições de aderência suficientes em situação de pista seca. No caso de pista úmidas, a presença de um filme de água lubrifica o contato entre os pneus e a pista, facilitando o deslocamento relativo no domínio viscoso da água (DOT, 1987, *apud* MEURER FILHO, 2001).

A aderência entre o pneu e o pavimento é, essencialmente, função da presença d'água na superfície do pavimento a qual depende (MEURER FILHO, 2001):

- Das possibilidades de escoamento rápido e livre da água devido à inclinação da via e à presença de deformações ou de obstáculos susceptíveis de serem entraves ao escoamento;
- Da possibilidade de evacuação forçada da água na interface entre o pneu e o pavimento;
- Do efeito das pressões engendradas pela circulação dos veículos (MOMM, 1998, *apud* MEURER FILHO, 2001).

Após o início das chuvas, a água se acumula sobre a superfície do pavimento escorrendo para o seu exterior caso nenhum obstáculo cause obstrução. O escoamento aumenta até que a quantidade de chuva seja equivalente à eliminada e reduz até à secagem da superfície (MEURER FILHO, 2001).

Quando um veículo trafega em um pavimento com lâmina d'água, a evacuação se produz sobre o pneu em três zonas distintas (MEURER FILHO, 2001) como está ilustrado na figura 2.5.

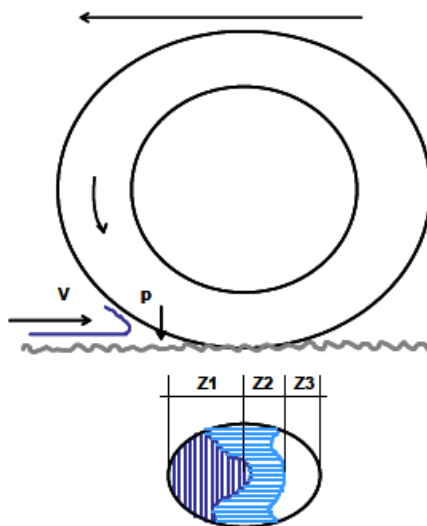


Figura 2.5 - Zonas de contato pneu/pavimento (RODRIGUES FILHO E SILVA, 1981; HAAS, 1984; *apud* APS, 2006).

2.2.1 - Zona molhada

Também conhecida como “zona de penetração” (Z1 = Zona 1), localiza-se na frente da zona de contato do pneu onde ocorre o “contato molhado” que caracteriza-se pela espessura da lâmina d’água ser superior a 1 mm e pela água acumular-se à frente do pneu a partir de uma velocidade crítica podendo produzir pressão suficiente capaz de exceder a pressão exercida pelo pneu e erguê-lo caracterizando o fenômeno da hidroplanagem. Depende da precipitação, velocidade do veículo, pressão de insuflagem dos pneus e das características drenantes da interface entre o pneu e o pavimento (MEURER FILHO, 2001).

A hidroplanagem pode ocorrer em toda a área de contato entre o pneu e o pavimento ou em parte dela, principalmente quando o efeito inercial do fluido é dominante. Com pneus ruins e pavimentos polidos, tem-se observado hidroplanagem com espessuras de lâmina de água até 0,76 mm (MOUNCE *et al.*, 1993, *apud* MOMM, 1998).

Os principais fatores que governam a hidroplanagem são a velocidade e a espessura da lâmina de água, mas existe dificuldade em determinar exatamente a que velocidade ocorre a hidroplanagem porque fatores críticos como a pressão de insuflagem, escultura do pneu, textura, inclinação do pavimento, intensidade da precipitação e a capacidade de drenagem se interdependem na ocorrência do fenômeno (MOMM, 1998).

Muitos autores procuram determinar a velocidade limiar crítica a partir da qual a hidroplanagem pode ocorrer. O cálculo da velocidade limiar crítica de hidroplanagem é difícil por causa da quantidade de incertezas que o fenômeno envolve (MOMM, 1998).

Para a medição da película d’água pode utilizar-se uma série de tubos capilares dispostos fixamente a distâncias conhecidas do chão e a película d’água ao tocar a extremidade do tubo, modifica sua cor, indicando a espessura da lâmina d’água em um determinado momento (SOUSA *et al.*, 1994, *apud* MEURER FILHO, 2001).

Tanto o aumento da espessura d’água sobre o pavimento como a redução do giro da roda, nos instantes de hidroplanagem, reduzem a sua velocidade limiar crítica (MOMM, 1998).

2.2.2 - Zona intermediária

Também conhecida como “zona de transição” (Z2 = Zona 2), é onde ocorre o “contato úmido” caracterizado pela espessura da lâmina d’água ser inferior a 0,1 mm e por ser aspirada para a ponta das arestas

da rugosidade do pavimento. É uma região recoberta por uma pequena película d'água que faz com que o pneu passe a ter contato parcial com o pavimento. Mesmo a velocidades baixas, a pressão das arestas pode não ser suficiente para romper o filme d'água fazendo com que não haja o contato entre o pneu e o pavimento criando um deslocamento relativo entre as duas superfícies. Se o filme de água não for perfurado pela área de contato dos pneus ocorrerá o fenômeno da viscoplanagem (DO, 1995 e MOUNCE *et al.*, 1993, *apud* MOMM, 1998).

O tempo necessário para que a aresta da aspereza do pavimento penetre na película d'água é função de parâmetros como a espessura da lâmina d'água, viscosidade d'água, dimensão da banda da borracha de rodagem, pressão de insuflagem do pneu e da textura, contudo não é dependente da velocidade (MOMM, 1998).

A água aspirada para o cume das arestas dos granulares agrava a potencialidade da viscoplanagem por isso, são as asperezas do pavimento que permitem evitar o fenômeno da viscoplanagem, cuja geometria pode ser representada pelo tamanho, forma e densidade das asperezas na superfície do pavimento (MOMM, 1998).

Geralmente a viscoplanagem é associada a baixas velocidades de operação em pavimentos com pouca ou nenhuma aspereza ou a pneus sem esculturas na banda de rodagem (MOMM, 1998).

2.2.3 - Zona de contato seco

Também conhecida como “zona seca” (Zona 3), é onde ocorre o “contato seco” que caracteriza-se por não apresentar dificuldades de aderência nesta situação, é a região onde há o perfeito contato entre o pneu e o pavimento (OLIVEIRA, 2003).

2.3 - TEXTURA DOS PAVIMENTOS

A textura da superfície é um dos fatores mais importantes que influenciam a aderência entre o pneu e o pavimento (OLIVEIRA, 2003).

Têm sido encontradas dificuldades em definir uma maneira universal de medir, quantificar e qualificar as rugosidades dos pavimentos, especialmente quando se busca uma ferramenta simples que se relacione bem com o comportamento da superfície ao conforto e à segurança ao usuário (MOMM, 1998).

A partir de um plano de referência paralelo à superfície do pavimento, podem-se distinguir três grandezas (Figura 2.6) que são o tamanho, a forma e a densidade (MOMM, 1998).

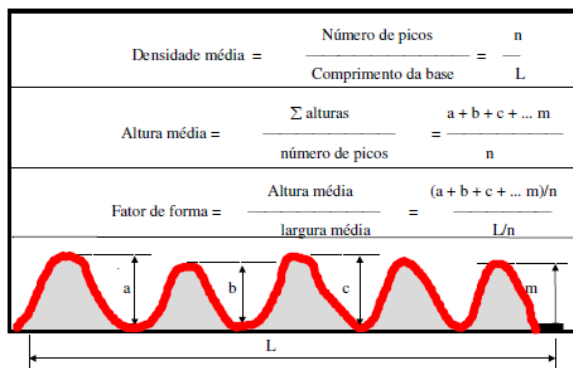


Figura 2.6 - Parâmetros de tamanho, forma e densidade de rugosidades e asperezas (MOMM, 1998)

A textura da superfície do pavimento varia de acordo com o tamanho, comprimento de onda, domínio de desempenho, segurança e custo de exploração (LUCAS *et* PEGOU, 1993, *apud* MOMM, 1998).

Hayes *et* Ivey (*apud* FERNANDES, 1998) demonstraram haver correlação entre a textura de um pavimento e os índices de derrapagem (MOMM, 1998).

2.3.1 – Tipos de textura dos pavimentos

A textura de um pavimento é dividida em três classes:

2.3.1.1 - Microtextura

Possui dimensões de comprimento de onda de 0 a 0,5 mm e amplitude de 0 a 0,2 mm, determinada pela natureza do agregado e considerada a principal responsável pela aderência a baixas velocidades (ROCO *et al.*, 2002 *et* KOKKALIS, 1998, *apud* OLIVEIRA, 2003).

O desempenho da microtextura no comportamento do pavimento quanto a aderência entre o pneu e o pavimento tem sido definido no plano teórico pois não existe um método que possa ser considerado universal para caracterizá-la nas superfícies dos pavimentos rodoviários, muito devido às pequenas dimensões das asperezas, especialmente pela dificuldade de encontrar um modelo que quantifique e qualifique a forma e densidade das asperezas e suas angularidades (MOMM, 1998).

A microtextura possibilita que a superfície possa perfurar o filme de água residual no contato do pneu com o pavimento oferecendo dessa forma atrito entre eles. A dirigibilidade é obtida pela microtextura pois permite a estabilidade veicular nas acelerações e desacelerações longitudinais e transversais dos veículos, a manutenção da trajetória em curvas e frenagens e o ganho de velocidade (FERNANDES, 1998, *apud* MEURER FILHO, 2001).

O tráfego pesado e a poeira causam abrasão e polimento nos agregados acarretando mudanças na microtextura. O controle da resistência ao desgaste passa a ser feito pela escolha dos agregados que resistam bem ao polimento, mas seu grau depende do tráfego que influencia o atrito à baixa velocidade (ROE *et al.*, 1990, *apud* MEURER FILHO, 2001).

Para que a microtextura atue no comportamento da aderência é necessário que a macrotextura seja capaz de eliminar a água entre o pneu e o pavimento (MOMM, 1998, *apud* MEURER FILHO, 2001).

Atualmente a microtextura pode ser caracterizada por métodos baseados nos seguintes princípios:

2.3.1.1.1 - Medidas Subjetivas

As medidas subjetivas da microtextura estimam pelo tato e pelo exame visual o aspecto áspero ou polido da superfície do pavimento atribuindo-lhe uma nota (DO, 1995, *apud* MOMM, 1998). Essa atribuição reveste o método de característica subjetiva pois depende do julgamento do operador (MOMM, 1998).

2.3.1.1.2 - Medidas Indiretas

O ensaio da medida do atrito em superfícies com o Pêndulo Britânico tem sido usado para estimar a microtextura dos pavimentos (ASTM-E 303-95, 1995, *apud* MOMM, 1998). Trata-se de um método baseado na hipótese de que o atrito à baixa velocidade é produzido basicamente pela microtextura, contudo a macrotextura da superfície também interfere nos resultados das medições do atrito com o Pêndulo Britânico fazendo com que ele não caracterize de maneira absoluta a microtextura (MOMM, 1998).

Outra tentativa de estimar a microtextura é através da resistência ao polimento dos granulares e das areias, porém as rochas alteram seu estado de aspereza superficial ao longo do uso por causa do polimento. Duas rochas podem ter num período o mesmo aspecto de aspereza e

após o mesmo período de uso estarem diferentes, uma polida e a outra áspera. A rapidez de polimento e aspereza da superfície de uma rocha são suas propriedades intrínsecas, assim duas rochas diferentes tem superfícies de asperezas diferentes, mesmo sem uso (MOMM, 1998).

2.3.1.1.3 - Medidas de Perfil

Atualmente é possível medir os perfis da superfície dos granulares com auxílio de microscópios ou através de laser. Com relativa facilidade determina-se o tamanho, a forma e a densidade das microrugosidades (MOMM, 1998).

Os aparelhos disponíveis podem alcançar grande precisão de medida, mas ainda há dificuldades que são a necessidade de se ter um conjunto de superfícies de calibração dos aparelhos e de método de modelagem para assegurar a representatividade dos parâmetros em relação à superfície (MOMM, 1998).

Não consegue-se avaliar a microtextura corretamente quanto ao comportamento da aderência sem definir sua macrotextura tanto que se a água não for eliminada pela macrotextura, a microtextura não romperá a película d'água no contato entre o pneu e o pavimento (MOMM, 1998).

A microtextura é uma propriedade intrínseca da rocha mãe dos granulares que compõe o concreto asfáltico. Uma das únicas alterações possíveis da microtextura é o polimento progressivo dos granulares pelo uso que agrava a situação reduzindo a microtextura, embora existam técnicas de reabilitação parcial da microtextura como por exemplo o jateamento com areia (MOMM, 1998).

A única maneira de ter um pavimento de concreto asfáltico com microtextura de qualidade é fazer com que os seus grãos apresentem superfícies ásperas, com arestas vivas e resistentes ao polimento pela ação do tráfego e das intempéries (MOMM, 1998).

2.3.1.2 - Macrotextura

Possui dimensões de comprimento de onda entre 0,5 e 50 mm e amplitude entre 0,2 e 10 mm. Esta amplitude e comprimento de onda influenciam a aderência nos pavimentos pelas seguintes características (AICPR, 1991, *apud* MOMM, 1998):

- O tamanho, a forma, o espaçamento, o arranjo ou a distribuição dos granulares na superfície do pavimento, principalmente de concreto asfáltico;

- A presença de estrias, seu desenho, espaçamento e ângulo com o eixo de deslocamento do veículo, sua largura, profundidade e simetria e se são longitudinais, transversais, oblíquas ou cruzadas, quaisquer que sejam seus modos de realização, especialmente nos pavimentos de concreto portland;

- A comunicação entre a superfície e os poros interiores, no caso dos pavimentos com materiais permeáveis.

Quanto ao desempenho à aderência para os pavimentos de concreto asfáltico, a macrotextura da superfície abrange as velocidades médias pela potencialidade de drenagem d'água para fora da área de contato entre o pneu e o pavimento, projeção d'água, formação de chuveiro, redutores da visibilidade, resistência ao rolamento em termos econômicos e energéticos, desgaste de pneus e ruído ao contato entre o pneu e o pavimento (MOMM, 1998).

A macrotextura é a rugosidade do pavimento formada pelos desvios de superfície nas dimensões dos granulares afetando basicamente as condições de drenabilidade na área de contato entre o pneu e o pavimento e de deformabilidade da banda de rodagem do pneu que são definidoras da aderência à alta velocidade (MOMM, 1998).

A relação entre o coeficiente de atrito e a rugosidade geométrica está ligada à textura superficial do pavimento a qual depende de numerosos parâmetros, dentre os quais, o tamanho dos granulares (PASQUET, 1968, *apud* MOMM, 1998).

A correlação do coeficiente de atrito com pneu liso e a altura da areia evidencia-se no trabalho de PASQUET (1968) sendo uma função fortemente crescente com o aumento da velocidade (MOMM, 1998).

A macrotextura do revestimento interfere em fatores econômicos e energéticos como o consumo de combustível e desgaste da banda de rodagem dos pneus (AICPR, 1995 *apud* MOMM, 1998).

O pavimento rugoso pode produzir aumento do consumo de combustível por causa da dissipação de energia por deformação. Maior rugosidade e aspereza podem ocasionar menor vida útil do pneu (MOMM, 1998).

A macrotextura afeta também, o ruído ao rolamento. Um pavimento mais rugoso pode ocasionar mais vibração na banda de rodagem do pneu promovendo a formação de ruídos, entretanto constitui-se um ruído de frequência mais baixa (MOMM, 1998).

A drenabilidade do pavimento mantém relação direta com a macrotextura pois é a rugosidade do pavimento que cria os canais de escoamento da água interferindo fortemente nos fenômenos da

hidroplanagem e da viscoplanagem, ambas diretamente dependentes da altura de lâmina da água (MOMM, 1998).

Para que a microtextura possa romper a película d'água é necessário imprescindível que a macrotextura elimine a lâmina d'água espessa (DO, 1995, *apud* MOMM, 1998).

2.3.1.2.1 - Métodos e Equipamentos de Medida da Macrotextura

Os métodos e equipamentos de medição da macrotextura das superfícies de pavimentos rodoviários existentes no mercado são muitos e diversificados sendo que alguns deles são:

a) Método da Altura da Areia (Mancha de Areia)

É um método volumétrico simples para estimar a altura da textura. Consiste em preencher os vazios da textura superficial do pavimento com um volume conhecido de areia padrão espalhando-a em forma de círculo com um dispositivo próprio. (MOMM, 1998).

Embora esse método exista falta de precisão, ele ainda é aceitável desde que os valores do ensaio não sejam excessivamente pequenos pois ele é extremamente impreciso quando a rugosidade da superfície é muito pequena (MOMM, 1998).

O aumento da quantidade da areia usada no teste pode aumentar a precisão especialmente para pavimentos muito rugosos. A quantidade mínima da areia para o ensaio é de 25,00 cm³ (MOMM, 1998).

b) Método da Drenabilidade d'Água

Utiliza um cilindro de plástico transparente acoplado a um fundo furado com dimensão padrão, colado a uma borracha colocada em contato com a superfície. O cilindro apoiado sobre a superfície é enchido com volume conhecido d'água a ser drenado. Mede-se então o tempo que o volume d'água demora para drenar na pressão atmosférica do menisco superior ao inferior do cilindro (YAGER *et* BÜHLMANN, 1982, *apud* MOMM, 1998).

O método não avalia a forma da rugosidade nem a distribuição espacial das saliências que podem interagir de maneira diferente com a borracha da banda de rodagem e sim a rugosidade do pavimento pela medição da capacidade de drenar a água (MOMM, 1998).

Existem vários métodos que se utilizam deste princípio para medir a rugosidade do pavimento, dois deles são:

- O drenômetro estático do Instituto de Engenharia para Rodovias, Ferrovias e Rochas de Zurique (ISETH) (MOMM, 1998).
- O drenômetro estático da Administração Federal de Rodovias (FHWA) (YAGER *et* BÜHLMANN, 1982, *apud* MOMM, 1998).

O método procura avaliar a drenabilidade da macrotextura d'água através dos canais de superfície nos pavimentos impermeáveis e a permeabilidade do pavimento, no caso dos pavimentos drenantes (YAGER *et* BÜHLMANN, 1982, *apud* MOMM, 1998).

O método não avalia a forma da rugosidade nem a distribuição espacial das saliências que podem interagir de maneira diferente com a borracha da banda de rodagem e sim a rugosidade do pavimento pela medição da capacidade de drenar a água (MOMM, 1998).

c) Métodos de Medidas do Perfil das Rugosidades

Existem diversos desses métodos como por exemplo o aparelho de multiagulhas e os perfilógrafos. Desenham o perfil das rugosidades do corte vertical do pavimento num sistema cartesiano (MOMM, 1998).

Representa graficamente a distribuição dos granulares na superfície detalhando a altura, largura da base, forma e distribuição dos granulares na superfície do pavimento sendo que a forma e o tamanho dos granulares podem ser visualizados. O processo apresenta facilidade de execução, mas encontra dificuldades em representar numericamente os parâmetros que caracterizam a superfície (MOMM, 1998).

d) Métodos de Medida por Estereofotos ou Raio Laser

Esses métodos permitem a obtenção de imagens em três dimensões trabalháveis por microcomputador (SABEY *et* LUPTON, 1967); (SCHONFELD, 1978); (HOLT *et* MUSGROVE, 1982); (GEE *et al.*, 1975, *apud* MOMM, 1998).

Um exemplo é o Tridim desenvolvido pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) (LUCAS, 1990, *apud* MOMM, 1998).

A expectativa do método é servir para a estimativa do Índice Internacional de Atrito (IIA) (AICPR, 1995, *apud* MOMM, 1998).

e) Caracterização da Superfície Por Dimensão Fractal

A técnica de Dimensão Fractal criada pela fragmentação progressiva das linhas de contorno da superfície não se constitui num

procedimento que diferencie uma superfície rugosa de outra lisa (DO, 1995, *apud* MOMM, 1998).

2.3.1.2.2 - Métodos de Medida da Macrotextura para a Pesquisa

A escolha dos métodos de determinação da macrotextura recaiu sobre aqueles que fossem fáceis de serem executados e que tivessem repetibilidade e reprodutibilidade (MOMM, 1998).

A repetibilidade e a reprodutibilidade foram verificadas por CHAMBERLIN *et* AMSLER em 1982 (MOMM, 1998).

2.3.1.3 - Megatextura

É um defeito do pavimento que aumenta o custo operacional dos veículos e afeta o contato entre o pneu e o pavimento. Possui dimensões de comprimento de onda entre 50 e 500 mm (MEURER FILHO, 2001).

A megatextura representa o defeito localizado da mistura betuminosa do revestimento, aumentando o custo operacional dos veículos (FERNANDES, 1998, *apud* MEURER FILHO, 2001).

2.4 - DRENABILIDADE DA SUPERFÍCIE

A drenabilidade de um pavimento é a sua capacidade de escoar a água superficial por entre suas rugosidades em função da macrotextura sendo influenciada pela forma, tamanho e densidade dos granulares conforme mostraram os estudos realizados por YAGER *et* BÜHLMANN em 1982 para avaliar os efeitos da velocidade no gradiente de aderência entre o pneu e o pavimento (MOMM, 1998).

O escoamento d'água se dá em duas situações (MOMM, 1998):

- Na primeira entre as rugosidades do pavimento sobre sua superfície que não é suficiente para inundar a rugosidade até recobrir todos os granulares;

- Na segunda, é sobre as rugosidades, isto é, quando a lâmina recobre toda a superfície.

2.4.1 - Drenabilidade

O método da drenabilidade consiste em medir o tempo necessário para evacuar um volume d'água entre a rugosidade do pavimento e o fundo do cilindro apoiado sobre os picos da rugosidade da superfície.

Seu resultado pode ser expresso em tempo de escoamento ou em vazão d'água escoada (MOMM, 1998).

Há forte correlação entre a macrotextura medida pela mancha da areia e a drenabilidade tanto para o drenômetro estático do Institute for Highway, Railroads and Rocks Engineering (ISETH) de Zurique, como para o drenômetro estático da Federal Highway Administration (FHWA), o que não pode se dizer para os resultados das medições do atrito com o Pêndulo Britânico pois não apresentaram nenhuma correlação com a rugosidade da superfície, tanto para um quanto para o outro (YAGER *et* BÜHLMANN, 1982, *apud* MOMM, 1998).

2.4.2 - Altura da Precipitação sobre o Pavimento

A altura da precipitação de chuva é uma particularidade do local geográfico em que o pavimento está localizado (MOMM, 1998).

Uma tempestade extremamente severa que ocorre em períodos muito longos pode conduzir a pavimentos extremamente rugosos com possibilidade de desgaste excessivo dos pneus dos veículos. Por outro lado, tempestades suaves que ocorrem com muita frequência originam superfícies de pavimentos extremamente lisos que não oferecem segurança aos usuários causando altos custos devido à ocorrência frequente de acidentes (MOMM, 1998).

Estudos realizados pelo Corpo dos Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE) verificaram que a intensidade-duração das tempestades é fortemente influenciada pela intensidade de sua primeira hora, ou seja, duas tempestades com frequência de ocorrência diferentes e que tenham a intensidade da primeira hora iguais, terão o padrão de intensidade-duração das tempestades similares (HORONJEFF *et* McKELVEY, 1982, *apud* MOMM, 1998).

Se a precipitação da primeira hora em tempestades de frequência de 5, 10, 15 anos for igual a 50 mm/hora, então o padrão de intensidade-duração será de curvas de duração de 50 mm/h (MOMM, 1998).

2.4.3. Espessura da Lâmina d'Água sobre o Pavimento

A espessura da lâmina d'água sobre a superfície do pavimento é função da altura pluviométrica, da declividade da superfície e da capacidade de escoamento da superfície (MOMM, 1998).

Deve-se conhecer a quantidade de água sobre a superfície do pavimento para estudar a melhor condição de escoamento. A lâmina da água pode ser estudada sobre duas abordagens:

- Escoamento livre da água sobre a superfície do pavimento (MOMM, 1998);
- Escoamento forçado sob os pneus. (LUCAS, 1968, *apud* MOMM, 1998).

Geralmente a lâmina d'água é suficientemente fina para o escoamento entre os caminhos da macrotextura da superfície. A espessura da lâmina d'água encontrada na França normalmente é de 0,5 mm, raramente atingem 2,00 mm (LUCAS, 1968, *apud* MOMM, 1998).

A espessura da lâmina d'água é diretamente proporcional à intensidade da chuva e ao comprimento da linha de escoamento e inversamente proporcional à declividade da superfície estando ligada a diversos fatores como por exemplo à macrotextura do pavimento e à forma dos granulares (MOMM, 1998).

Sobretudo nos primeiros instantes da chuva, ocorre o efeito acumulativo da água sobre a superfície até alcançar o equilíbrio, a retenção é a resposta da superfície à intensidade da chuva que raramente é suficientemente grande para recobrir toda a macrotextura do pavimento. O escoamento da água sobre a superfície ocorre inicialmente entre a macrotextura do pavimento a partir de lâmina d'água com altura superior à da macrotextura (LUCAS, 1968, *apud* MOMM, 1998).

As dificuldades experimentais de medir a espessura da lâmina d'água sobre a superfície do pavimento levam à necessidade de considerar a retenção d'água sobre a superfície do pavimento como equiparada à espessura da lâmina d'água (MOMM, 1998).

Quando inicia a precipitação pluvial, inicia também a retenção de água no pavimento a qual vai aumentando gradativamente até que a água precipitada num determinado período seja igual à descarga na extremidade de saída ao atingir o regime de equilíbrio (MOMM, 1998).

A espessura da lâmina d'água sobre a superfície do pavimento é expressa em função do número de horas-ano em que a lâmina ocorre em espessura igual ou superior à escolhida (MOMM, 1998).

CAPÍTULO 3 – CONCRETO ASFÁLTICO DRENANTE

Os revestimentos asfálticos drenantes têm sido utilizados para aumentar a segurança em rodovias e aeroportos (OLIVEIRA, 2003).

É uma mistura betuminosa com índice de vazios superior a 20% permeável à ação das águas da chuva reduzindo ou até mesmo eliminando a lâmina d'água sobre a superfície após o espalhamento e à compactação. Com isso os pavimentos apresentam melhorias de visibilidade e redução dos riscos de hidroplanagem, viscoplanagem e formação da névoa às passagens de veículos quando as superfícies encontram-se úmidas ou molhadas (MEURER FILHO, 2001).

Os vazios da mistura permitem a captação, percolação e evacuação da água superficial proveniente das precipitações chuvosas reduzindo ou até mesmo eliminando a lâmina d'água sobre o pavimento, resultando num pavimento permeável (MEURER FILHO, 2001).

3.1 – OS PAVIMENTOS DRENANTES

A camada drenante fica sobre a camada impermeável permitindo o escoamento das águas pluviais pelos vazios comunicantes. Ao encontrar a camada impermeável, a água escoar devido às inclinações do perfil da estrada, reduzindo ou até mesmo eliminando a formação da lâmina d'água sobre a superfície de rolamento aumentando a segurança no trânsito em dias chuvosos (OLIVEIRA, 2003).

A figura 3.1 apresenta o funcionamento dos pavimentos drenantes em cidades enquanto que nas rodovias o dispositivo de drenagem é geralmente substituído pelo acostamento (OLIVEIRA, 2003).

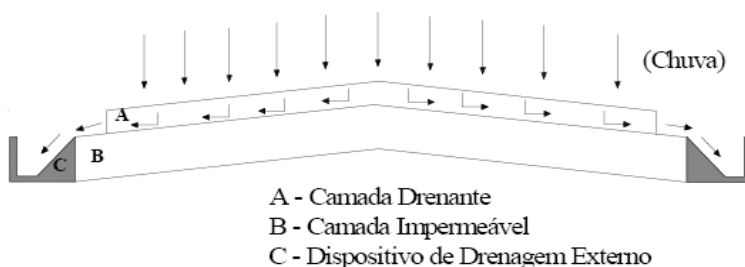


Figura 3.1 – Esquema de funcionamento do asfalto drenante (OLIVEIRA, 2003)

Nos pavimentos impermeáveis (Figura 3.2) o escoamento das águas pluviais se dá na superfície e a espessura da lâmina d'água varia com a intensidade e duração da chuva (MEURER FILHO, 2001).



Figura 3.2 – Escoamento da água da chuva nos revestimentos impermeáveis (GNCSC, 1996, *apud* DUMKE 2005)

Nesses revestimentos a evacuação da água superficial (Figura 3.3) ocorre através dos canais das esculturas dos pneus e da macrotextura do revestimento e a outra parte da água é levantada pelos pneus formando a projeção de gotículas de água que prejudicam à visibilidade (MEURER FILHO, 2001).

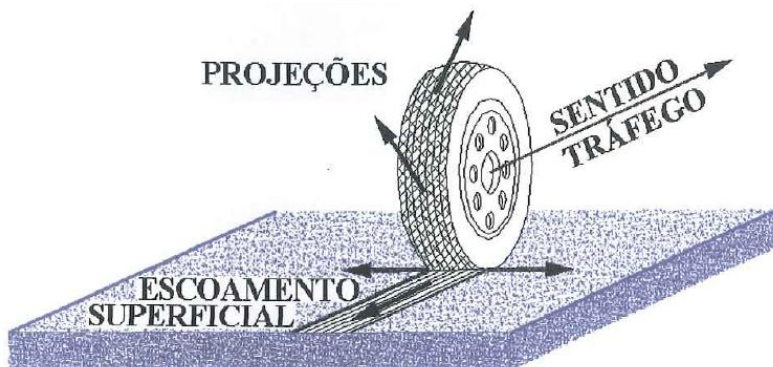


Figura 3.3 – Drenagem sobre um pavimento impermeável molhado (GNCSC, 1996, *apud* DUMKE 2005)

O escoamento da água pluvial da superfície de um pavimento permeável dependerá da permeabilidade e dos vazios comunicantes (MOMM, 1998, *apud* MEURER FILHO, 2001).

O escoamento é reduzido evacuando-se no revestimento pela infiltração da água acumulando-se no fundo da camada drenante, junto à camada impermeável formando uma zona saturada (Figura 3.4 e Figura 3.5). Ocorre então o escoamento lento por percolação devido à declividade da camada impermeável até o bordo, vertendo para o exterior se a drenagem na interface de saída for devidamente assegurada (MEURER FILHO, 2001).

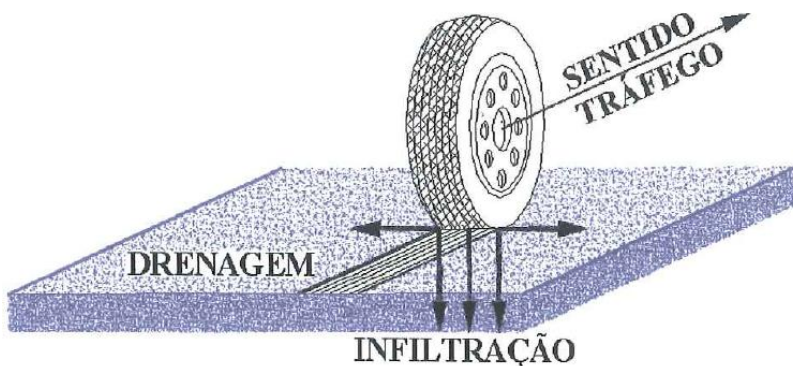


Figura 3.4 – Infiltração e percolação em revestimento drenante (GNCSC, 1996, *apud* DUMKE 2005)



Figura 3.5 – Drenagem e infiltração em pavimento drenante molhado (GNCSC, 1996, *apud* DUMKE 2005)

Através dessas características dos pavimentos drenantes, reduz-se a possibilidade da formação da lâmina d'água na superfície da pista e com isso acontecem melhorias no trânsito quanto a segurança nas condições chuvosas (MEURER FILHO, 2001) como por exemplo a hidroplanagem, viscoplanagem e a inexistência da névoa formada pelas passagens de veículos, como podemos reparar na figura 3.6 a diferença entre o pavimento drenante (faixa da esquerda) com o convencional (faixa da direita).



Figura 3.6 – Diferença entre um pavimento de concreto asfáltico drenante e um pavimento de concreto asfáltico convencional quanto à formação da névoa de água atrás dos veículos (LCPC, 1997, *apud* DUMKE 2005)

3.2 – HISTÓRICO

O revestimento asfáltico drenante tem sido utilizado em rodovias e aeroportos. Apresentaram uma grande evolução desde as primeiras pistas experimentais originados de resultados do esforço e da cooperação internacionais para melhorar as características superficiais dos pavimentos objetivando oferecer maior segurança e conforto aos usuários em pistas úmidas ou molhadas (OLIVEIRA, 2003).

3.2.1 - No Brasil

As primeiras aplicações no Brasil foram realizadas em 1983 na pista do Aeroporto de Confins em Belo Horizonte e em 1987 no

recapeamento da pista do Aeroporto de Santos Dumont (Figura 3.7) no Rio de Janeiro modificado com polímero (PETROBRÁS 2001, *apud* OLIVEIRA, 2003).



Figura 3.7 – Pista do Aeroporto Santos Dumont (www.ipirangaasfaltos.com.br)

Em 1992, foi executado um trecho experimental de camada porosa na Rodovia dos Bandeirantes (Figura 3.8), no estado de São Paulo, na faixa de tráfego lento da pista norte, sentido Capital/Interior, entre o km 76 e o km 76 + 250m, uma das rodovias com maior tráfego pesado do país (MEURER FILHO, 2001).



Figura 3.8 – Trecho da Rodovia dos Imigrantes antes e depois da aplicação de concreto asfáltico drenante (NASCIMENTO *et* REIS, 1999, *apud* OLIVEIRA, 2003)

No ano 2000 durante a duplicação da Rodovia BA-099 foram aplicados 33,5 km de revestimento asfáltico drenante utilizando CAP-20 modificado com 4% de polímero SBS (OLIVEIRA, 2003).

3.2.1.1 – Santa Catarina

Em agosto de 2000, foi executado na Rodovia BR-101, sentido Joinville - Garuva (Figura 3.9), um trecho experimental com 600 metros de extensão e 3,0 cm de espessura.



Figura 3.9 - Trecho com camada porosa entre o km 10 – km 11 da BR-101 em Santa Catarina (MEURER FILHO, 2001)

Em 2011 foi construído na BR-282 entre São José do Cerrito e Vargem Grande um trecho de 53 quilômetros (Figura 3.10).



Figura 3.10 - Trecho em Santa Catarina entre São José do Cerrito e Vargem Grande (KNABBEN, 2012)

3.2.2 - No exterior

Desde a década de 30 os Estados Unidos aplicam misturas asfálticas porosas com a finalidade de solucionar problemas de aderência (OLIVEIRA, 2003), mas somente nos anos 50 começou um trabalho mais intenso nessa área (MEURER FILHO, 2001).

Em 1970, tanto a FHWA (Federal Highway Administration) como a FAA (Federal Aviation Administration) já apresentavam prescrições técnicas para a sua utilização em rodovias e aeroportos (MEURER FILHO, 2001).

Nas primeiras especificações, a faixa granulométrica era a mesma do tratamento superficial e a usinagem da mistura possibilitava um melhor envolvimento dos agregados. O comportamento dessas misturas era melhor que o dos tratamentos superficiais, porém ocorriam desagregações, afundamentos e más resistências (CAMPOS, 1998, *apud* MEURER FILHO, 2001).

O Japão, a África do Sul e vários países da Europa começaram a fazer os primeiros trechos experimentais com misturas drenantes nas décadas de 70 e 80 utilizando espessura de aproximadamente 4 cm sendo capazes de absorver boa parte da água superficial e evacuá-la para fora da pista (MEURER FILHO, 2001).

A França foi um dos primeiros países europeus a utilizar misturas asfálticas drenantes. A mistura aplicada em 1977 em um trecho experimental possuía 20% de vazios e espessura 4,0 cm (TAKAHASHI *et* PARTL, 1999, *apud* OLIVEIRA, 2003).

Em 1979 e 1980 foram construídos quatro trechos experimentais em uma rodovia de tráfego pesado na Espanha e outros trechos foram construídos sucessivamente a fim de conhecer o comportamento de diferentes misturas drenantes para eliminar as dúvidas existentes sobre a durabilidade, permeabilidade, deformação permanente e capacidade resistente (KRAEMER, 1997, *apud* MEURER FILHO, 2001).

Em 1979 a Bélgica teve sua primeira experiência como parte de uma pesquisa liderada pelo Belgian Road Research Center com a execução de um trecho de 2700 m² de uma rodovia em duas pistas com volume de tráfego diário de 700 veículos/dia em cada direção (HEYSTRAETEN *et al.*, 1990, *apud* MEURER FILHO, 2001).

Na Suíça, pavimentos drenantes têm sido executados desde 1982 com monitoramento constante para avaliação da durabilidade dos mesmos (TAKAHASHI & PARTL, 1999, *apud* OLIVEIRA, 2003).

Sua aplicação em auto-estradas e rodovias desenvolveu-se principalmente a partir de 1985, desde então seu uso não deixou de crescer (KRAEMER, 1997).

Seu rápido desenvolvimento ocorreu em vários países especialmente quando se comprovou que as misturas porosas ofereciam não somente resistência ao deslizamento como também outras vantagens em particular a redução ao ruído que tornou-se a principal vantagem para os europeus (KRAEMER, 1997).

Pavimentos drenantes têm sido aplicados desde 1989 (TAKAHASHI & PARTL, 1999, *apud* OLIVEIRA, 2003). O *Japan Highway Public Corporation*, agência governamental responsável pelas rodovias japonesas, tem acompanhado desde 1991 o desempenho desses pavimentos e em 1998 decidiu adotá-los como padrão utilizando-os na construção de todas as rodovias.

3.3 – VANTAGENS E DESVANTAGENS

3.3.1 – Vantagens

- Melhoria na aderência entre o pneu e o pavimento facilitando a dirigibilidade por parte do usuário (MEURER FILHO, 2001);

- Melhoria também na visibilidade devido à redução da projeção de água formada atrás dos veículos nos pavimentos molhados (OLIVEIRA, 2003);

- Redução da reflexão luminosa principalmente à noite eliminando o fenômeno de espelhamento fazendo com que haja uma melhor visualização da sinalização horizontal (OLIVEIRA, 2003);

- Redução do nível de ruído tanto para os usuários quanto para os vizinhos (MACHADO, 2007);

- Também há redução quanto aos riscos da hidroplanagem e da viscoplanagem evitando assim a ocorrência das derrapagens (MEURER FILHO, 2001);

- Rápida evacuação da água existente nas deformações evitando que ela fique acumulada nas trilhas de roda e da água existente sobre a superfície de rolamento diminuindo assim o tempo em que o pavimento fica molhado e as condições de desestruturação acelerada do pavimento devido ao acúmulo de água (MACHADO, 2007);

- Possibilita a macrotextura manter-se ao longo da vida útil (KRAEMER, 1997);

- Flexibilidade sem problemas de fadiga (KRAEMER, 1997).

Todos estas características dos concretos asfálticos drenantes atuando em conjunto proporcionam um aumento considerável na segurança viária reduzindo, então, o número de acidentes automobilísticos (MACHADO, 2007).

3.3.2 – Desvantagens

- Colmatção dos poros ao longo da vida útil o que reduz gradativamente as funções de drenagem e acústicas do pavimento (OLIVEIRA, 2003).

3.4 – PRECAUÇÕES

- Para que as propriedades drenantes e acústicas dos pavimentos drenantes sejam mantidas ao longo do tempo, deve-se fazer uma manutenção preventiva com a limpeza periódica dos mesmos (TAKAHASHI e PARTL, 1999, *apud* OLIVEIRA, 2003);

- Em rodovias de tráfego intenso a renovação é necessária antes de 10 anos (KRAEMER, 1997);

- Não devem ser empregados em locais de frenagem e mudança brusca de velocidade como em serras devido a desagregação que ocorre pelo cisalhamento sofrido (MACHADO, 2007).

3.5 – TENDÊNCIAS MUNDIAIS

Duas tendências evoluíram simultaneamente:

3.5.1 - Americana

Conhecida com camada de asfalto poroso, possui espessura de aproximadamente 2 cm visando mais a questão da aderência do que as de drenabilidade e acústica, através do aumento da permeabilidade e por uma macrotextura elevada (CAMPOS, 1998, *apud* OLIVEIRA, 2003).

3.5.2 – Europeia

Conhecido como concreto asfáltico drenante, possui espessura em torno de 4 cm e índice de vazios maior que 20% com a finalidade de drenar a água por permeabilidade e reduzir a projeção das gotículas d'água, a reflexão da luz dos faróis e os ruídos causados pelo tráfego (CAMPOS, 1998, *apud* OLIVEIRA, 2003).

Passou-se de um conceito tradicional de camada de rolamento impermeável para uma condição radicalmente oposta onde se protege as camadas inferiores do pavimento para uma camada impermeável subjacente à camada de rolamento (MEURER FILHO, 2001).

Ao aumentar o teor de vazios obtém-se maior permeabilidade que diminui ou elimina a lâmina d'água ganhando com isso mais aderência (MEURER FILHO, 2001).

3.6 - PERMEABILIDADE

A principal característica de uma mistura asfáltica drenante é a sua elevada permeabilidade devido ao alto índice de vazios da mistura (OLIVEIRA, 2003).

De acordo com o Projeto Diretriz da Tecnologia de Pavimentação Drenante (Associação das Rodovias do Japão, 1996) (OLIVEIRA, 2003), os vazios de uma mistura drenante podem ser classificados como (Figura 3.11):

- Efetivos (1): contribuem para a passagem e armazenagem de água e asseguram a permeabilidade da mistura;
- Semi-efetivos (2): não contribuem para a passagem, mas permitem o armazenamento da água;
- Ineficazes (3): não contribuem para a passagem nem para o armazenamento da água.

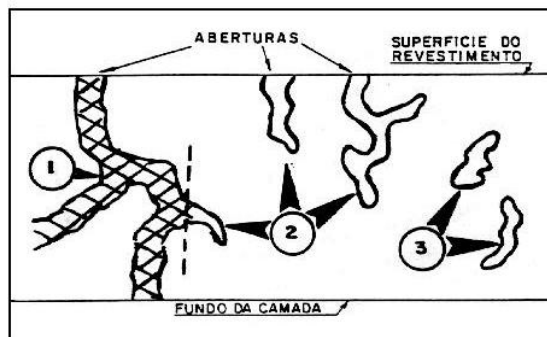


Figura 3.11- Aspectos dos tipos de vazios da camada porosa (FAURE *apud* CAMPOS, 1998, *apud* MEURER FILHO, 2001)

Os vazios eficazes serão os que irão assegurar a permeabilidade da mistura pois sendo comunicantes permitirão um caminho para que a

água pluvial desde a superfície da pista passe pelo interior da mistura e deságue no exterior do pavimento (MEURER FILHO, 2001).

Pesquisas realizadas na pavimentação drenante da Rodovia dos Bandeirantes mostraram que ao longo de 5,5 anos (Tabela 3.1) ocorreu uma redução da permeabilidade sendo mais intensa do primeiro para o segundo ano mantendo-se praticamente estável (OLIVEIRA, 2003).

Tabela 3.1 – Permeabilidade na rodovia dos Bandeirantes (NASCIMENTO e REIS, 1999, *apud* OLIVEIRA, 2003)

Ano	Permeabilidade média (10^{-2} cm/s)
1992	30
1993	15
1994	15
1995	12

Para a avaliação da permeabilidade das misturas asfálticas drenantes existem permeâmetros de campo ou laboratório. Dois tipos muito utilizados para as misturas asfálticas drenantes são os de carga hidráulica variável e os de hidráulica constante (MOMM, 2002, *apud* OLIVEIRA, 2003).



Figura 3.12 – Permeâmetro de carga variável (MOMM, 2002, *apud* OLIVEIRA, 2003)

O permeâmetro de carga hidráulica variável (Figura 3.12) é normalizado pela NF P 98-254-3 (MOMM, 2002, *apud* OLIVEIRA,

2003), trabalha em regime transitório e permite o escoamento de um volume de água entre uma determinada área do pavimento drenante.

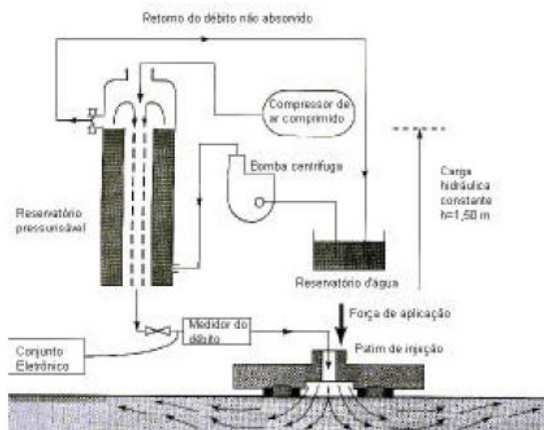


Figura 3.13 - Permeâmetro de carga constante (DI BENEDETTO et al., 1996, apud MEURER FILHO, 2001)

O permeâmetro de carga hidráulica constante (Figura 3.13) tem como norma a NF P 98-254-4 (MOMM, 2002, apud OLIVEIRA, 2003).

Para conservar a permeabilidade, deve-se sempre tomar medidas preventivas (RAZ, 1997):

- Utilizar misturas drenantes somente sobre bases adequadas;
- As misturas deverão sempre possuir entre 25% e 28% de vazios;
- Evitar cortar juntas tanto longitudinais quanto transversais;
- Limpar regularmente os pavimentos drenantes;
- Pavimentar os metros próximos aos acessos de entrada de veículos com camadas drenantes mais firmes.

3.7 - CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

As características de condutividade de uma mistura drenante são dadas pela composição da curva granulométrica e pelos vazios na mistura asfáltica que devem ser interligados para que a condutividade da água aconteça. Essa característica depende (MEURER FILHO, 2001):

- Tamanho máximo do agregado: aproximadamente 11 mm;
- Teor de vazios: acima de 20% para manter a permeabilidade;

- Espessura da camada: em torno de 5 cm (4 cm tem se mostrado suficiente para assegurar a permeabilidade);
- Declividade transversal: normalmente 2% (na Holanda tem-se utilizado 2,5%) (SWART, 1997, *apud* MEURER FILHO, 2001);
- Manutenção da liberdade do fluxo de água nas bordas da pista, desse modo a água flui dentro do concreto asfáltico podendo ser facilmente drenada para fora da camada asfáltica;
- Alto volume de tráfego pesado e rápido ajuda a manter a porosidade devido ao efeito natural de limpeza dos pneus.

3.8 – PROJETO

O projeto dos concretos asfálticos drenantes tem como finalidade a obtenção de melhores resultados de resistência à desagregação, permeabilidade e às deformações permanentes por isso deve-se conseguir o máximo de teor de vazios, asfaltos de melhor qualidade, granulometria especial e dosagem adequada (ROJAS *et al.*, 1999, *apud* MEURER FILHO, 2001).

Depois de selecionados os materiais constituintes é necessário um teor de asfalto mínimo que possibilite (MEURER FILHO, 2001):

- Resistência adequada à desagregação;
- Película espessa de asfalto sobre os agregados para evitar o envelhecimento prematuro do ligante;
- Resistência adequada à ação da água.

Por outro lado, deve-se ter em conta um teor de ligante limitado que (MEURER FILHO, 2001):

- Assegure uma certa percentagem de vazios comunicantes para conseguir rápida percolação e evacuação da água;
- Não escorra dos agregados na fabricação, transporte e colocação na obra. (RUIZ, 1997, *apud* MEURER FILHO, 2001).

É necessária a busca de um teor de asfalto mínimo que assegure a resistência contra a perda de partículas da mistura e um teor máximo para manter a permeabilidade da mistura (MEURER FILHO, 2001).

3.9 - EXECUÇÃO

A fabricação, o espalhamento e a compactação das misturas asfálticas drenantes são semelhantes aos das misturas densas, porém são necessários cuidados especiais desde a preparação da camada de suporte até a liberação ao tráfego (MEURER FILHO, 2001).

O espalhamento não apresenta maiores dificuldades do que o das misturas densas, mas para a compactação são recomendados rolos estáticos metálicos secos e lisos sendo que a vibração emprega-se somente nas juntas pois os rolos vibratórios são evitados pelo risco de fratura dos agregados enquanto que os de pneus apresentam problemas de aderência da massa aos pneus (HEYSTRATEN *et al.*, 1990, *apud* MEURER FILHO, 2001).

A abertura ao tráfego ocorre quando a temperatura da mistura abaixa para que não haja adesão entre os pneus e a superfície da camada (MEURER FILHO, 2001).

3.10 - DURABILIDADE

As misturas drenantes têm apresentado um bom comportamento em sua vida útil e uma excelente resistência à formação de trilhas de roda (BONNOT, 1997, *apud* MEURER FILHO, 2001).

Para garantir a durabilidade, devem-se ser levados em consideração os seguintes aspectos:

- A camada drenante deve ser executada assim que estejam terminadas todas as operações complementares, com exceção da pintura, para evitar deteriorações localizadas pela atuação dos equipamentos (MEURER FILHO, 2001);

- Nos cruzamentos, entroncamentos, semáforos, curvas acentuadas e estacionamentos de veículos os cuidados com a compactação das misturas devem ser maiores, podendo-se inclusive fechar um pouco a mistura para que os problemas de arrancamento de agregados por esforços tangenciais sejam evitados (ORUEESCHEVARRIA *et al.*, 1997, *apud* MEURER FILHO, 2001);

- As camadas asfálticas drenantes são contra-indicadas em locais de frenagem e mudanças bruscas de velocidade por causa da ocorrência de tensões que causam riscos de desagregações sendo assim desaconselháveis em serras (MEURER FILHO, 2001);

- Para rodovias e ruas urbanas com velocidades de projeto até 60 km por hora, não deve-se construir pavimento drenante devido às altas

tensões tangenciais que ocorrem e ao maior risco de colmatção da camada, sendo que em zonas com frequentes congestionamentos também ocorre colmatção por causa da poluição pelos hidrocarbonetos (BONNOT, 1997, *apud* MEURER FILHO, 2001);

- As misturas drenantes devem ser aplicadas sobre superfícies sem deformações permanentes pois as superfícies com depressões podem acumular água (MOMM, 2000, *apud* MEURER FILHO, 2001).

3.11 – CONSERVAÇÃO

Para que as propriedades drenantes sejam mantidas ao longo do tempo, deverá ser feita uma manutenção preventiva levando-se em consideração dois casos principais:

- Durante sua vida útil podendo ser intervenções preventivas para manter suas qualidades drenantes ou intervenções para reparos localizados devido às deteriorações ou trabalhos realizados por outros concessionários públicos em meio urbano (MEURER FILHO, 2001);

- No término da sua vida útil para preservar a camada de superfície e restabelecer suas características garantindo boas condições de segurança aos usuários por meio da restauração geral da camada, pela substituição da camada existente ou pelo recapeamento ou reforço por meio de uma nova camada de rolamento podendo ou não ser drenante (BROSSEAUD, 1997, *apud* MEURER FILHO, 2001).

3.11.1 – Intervenções para manter as qualidades drenantes

As qualidades drenantes e acústicas da mistura degradam-se principalmente devido a colmatção dos vazios que depende dos seguintes fatores (MEURER FILHO, 2001):

- Quantidade da poluição;
- Tamanho e estrutura dos vazios;
- Declividade da camada densa subjacente à camada drenante;
- Velocidade e efeito limpante do tráfego que faz com que a colmatção seja menor na trilha da roda (BOCHOVE *et al.*, 1997, *apud* MEURER FILHO, 2001).

O processo usual para a manutenção das propriedades drenantes e acústicas é a utilização de máquinas auto propulsadas para o trabalho de limpeza através do jateamento e aspiração da água com lavação-sucção

traseiro utilizando água a alta potência recuperada em grande percentagem, filtrada e reutilizada pelo equipamento para a continuação do processo (MEURER FILHO, 2001).

Cada pavimento terá suas necessidades próprias de limpeza em diferentes intervalos de tempo, mas deve-se pensar no ano seguinte a sua construção como o tempo limite para considerar a necessidade de limpeza. Valores experimentais têm demonstrado que pela limpeza, recupera-se em torno de 50% a perda da permeabilidade que pode ocorrer no primeiro ano e se for mantida a frequência anual do procedimento, é recuperável 70% no segundo ano (RAZ, 1997, *apud* MEURER FILHO, 2001).

Recomenda-se que a limpeza nas estradas próximas às regiões agrícolas seja realizada imediatamente após a safra e que nas misturas drenantes mais antigas ou aquelas que serão limpadas pela primeira vez seja feita após as chuvas prolongadas (MEURER FILHO, 2001).

Também não há uma regra fixa para a frequência da limpeza uma vez que as rodovias onde se utilizam esses revestimentos não são homogêneas, podendo ser de seis meses ou de vários anos (RAZ, 1997, *apud* MEURER FILHO, 2001).

3.11.2 – Intervenções para reparos

Os principais problemas da conservação da superfície da pista decorrem da perda de partículas que podem ocorrer em áreas localizadas devido à ação do tráfego, processo que evolui rapidamente após ser iniciado. Esses problemas geralmente decorrem de temperaturas de espalhamento inadequadas, deficiência na compactação e escorrimientos do ligante. Nesses casos a solução tem sido substituir a superfície deteriorada por outra superfície de mistura drenante (RUIZ *et al.*, 1990, *apud* MEURER FILHO, 2001).

A formação de defeitos na pista poderá ser consequência das seguintes causas (MEURER FILHO, 2001):

a) Perda de material provocada por incidentes devidos à circulação como por exemplo:

- Deterioração causada em um acidente;
 - Perda de carburante ou derrame de produto tóxico sobre a pista;
 - Freada dos pneus que não compromete nem tende a evoluir,
- mas prejudica o aspecto estético.

b) Perda de material por consequência do trabalho de concessionários de serviços públicos.

A aplicação de misturas asfálticas tradicionais nessas reparações não expõe a pista a problemas particulares e a rápida descontinuidade da permeabilidade no local da reparação não acrescenta dificuldade para o usuário, mas em todos os casos a junção do reparo com a pista original representa um local fragilizado no qual poderão ocorrer defeitos ao longo do tempo (BROSSEAUD, 1997, *apud* MEURER FILHO, 2001).

3.12 – Ruído

O tráfego de veículos faz parte de um grupo de fatores geradores de ruídos. Algumas medidas vêm sendo adotadas no intuito de reduzir os ruídos provenientes do tráfego, tais como instalação de barreiras acústicas, controle de velocidade, mudança na geometria das vias e uso de pavimentos asfálticos porosos (OLIVEIRA, 2003).

O ruído proveniente do contato entre o pneu e o pavimento é uma combinação de processos físicos que podem ser divididos em três categorias (OLIVEIRA, 2003):

- Impactos e choques;
- Processos aerodinâmicos;
- Efeitos de adesão.

O primeiro grupo compreende o ruído do contato entre o pneu e a superfície do pavimento durante a movimentação do veículo e envolve os efeitos da compressão do pneu além das vibrações decorrentes do impacto entre o pneu e o pavimento. O segundo grupo compreende o ruído causado pelo fluxo de ar entre os sulcos do pneu e o pavimento destacando-se o bombeamento do ar que ocorre durante o rolamento do pneu onde o ar fica momentaneamente preso entre os sulcos do pneu e o pavimento. O último grupo compreende o ruído gerado pela fricção e pelo deslizamento entre o pneu e a pista, sendo regido pela textura do pavimento (NELSON *et* PHILLIPS, 1997, *apud* TEIXEIRA *et al.*, 2001 e *apud* OLIVEIRA, 2003).

Os revestimentos asfálticos drenantes, embora não tenham sido desenvolvidos com a finalidade de reduzir ruídos, mostram-se eficientes no processo de absorção acústica. Devido à elevada percentagem de vazios da mistura, o ar situado à frente do pneu tende a penetrar nos poros reduzindo o bombeamento do ar, com isso obtém-se a diminuição

dos ruídos que varia com o tipo de asfalto poroso utilizado e depende de diversos fatores como o tamanho dos agregados, espessura da camada e teor de vazios (SWART, 1997, *apud* MEURER FILHO, 2001 e *apud* OLIVEIRA, 2003).

Nas rodovias da Espanha, a redução acústica é muito insignificante para velocidades abaixo de 80 km/h e para velocidades entre 110 e 120 km/h, a redução dos níveis de ruído pode chegar a até 6 dB (FONSECA, 1998, *apud* OLIVEIRA, 2003).

As rodovias japonesas pavimentadas com asfalto drenante são eficazes na redução dos ruídos originados do tráfego, porém esta propriedade é reduzida gradualmente ao longo dos anos devido à redução da porosidade (TAKAHASHI & PARTL, 1999, *apud* OLIVEIRA, 2003).

CAPÍTULO 4 - MODIFICADORES

Para a maioria das aplicações rodoviárias, os asfaltos convencionais têm bom comportamento, satisfazendo plenamente os requisitos necessários para o desempenho adequado das misturas asfálticas sob o tráfego e sob as condições climáticas, no entanto para um volume de veículos comerciais com peso por eixo crescente a cada ano, em rodovias especiais ou nos aeroportos, e para condições adversas de clima, com grandes diferenças térmicas entre inverno e verão, tem sido cada vez mais necessário o uso dos asfaltos modificados (BERNUCCI *et al.*, 2008).

São adicionados visando melhorar o desempenho dos pavimentos quanto à deformação permanente, à fadiga e à contração térmica.

A utilização de asfaltos modificados baseia-se na relação custo/benefício. Os ligantes modificados possuem custos iniciais mais elevados tornando seu emprego desaconselhável em determinadas circunstâncias principalmente porque os estudos existentes não são conclusivos sobre eventuais economias a longo prazo. Há dúvidas na França quanto ao seu uso indicando que há poucos exemplos claros em rodovias em que se constata melhora de comportamento das propriedades mecânicas com o uso de polímeros. Também deve-se considerar que a utilização de asfaltos modificados aumenta o tempo de permanência da cobertura de ligante nos agregados superficiais, na face do contato entre o pneu e o pavimento e com isso a camada asfáltica permanece mais tempo na condição de reduzida aderência entre o pneu e o pavimento (RUIZ, 1997, apud MEURER FILHO, 2001).

Os países que utilizam os asfaltos modificados o fazem devido às seguintes considerações (MEURER FILHO, 2001):

- Permitem aumentar a temperatura de fabricação para melhorar a adesão entre o agregado e o ligante;
- Melhoram a resistência ao arrancamento das partículas tanto em temperaturas elevadas devido a sua maior viscosidade como nas temperaturas mais baixas devido a sua maior deformabilidade;
- Há melhor manutenção dos vazios da mistura com o decorrer do tempo, evitando a densificação em altas temperaturas.

Os benefícios de utilizar ligantes modificados são de poder dispor de uma película de ligante com espessura grossa que assegurem a durabilidade junto com uma grande capacidade de retenção de partículas em qualquer condição. Estes ligantes são suficientemente viscosos a

altas temperaturas, sem que os elevados conteúdos de ligante produzam escorrimentos na fase de construção para que não se desprendam os agregados por fragilidade da mistura (SAIZ, 1997).

As misturas drenantes com ligantes modificados são mais resistentes à ação da água do que os com ligantes convencionais, contudo a variação relativa de suas propriedades devido aos efeitos da água é da mesma ordem ou até mesmo maior do que as misturas com ligante convencional, porém tem igual ou maior capacidade de recuperar-se dos danos produzidos (SAIZ, 1997).

4.1 – ASFALTO POLÍMERO

Leite (1999) pesquisou asfaltos polímeros considerando polímeros menos usuais em pavimentação. Desenvolveu formulações e condições operacionais de preparo de asfaltos modificados com diferentes polímeros a partir de petróleos brasileiros, implementou ensaios para a caracterização reológica dos asfaltos modificados e usou compatibilizantes para misturas de CAP com SBS para melhoria da resistência ao envelhecimento (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Os cimentos asfálticos que melhor se prestam à modificação são aqueles que apresentam compatibilidade com o polímero a ser empregado, para isso esses asfaltos devem apresentar uma certa aromaticidade. A quantidade de polímero que deve ser adicionada ao ligante é variável e depende das propriedades finais desejadas. É necessário também verificar a adequada dispersão do polímero no CAP de forma que a matriz polimérica fique fixada na estrutura do asfalto (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Grande parte dos trabalhos de pavimentação atualmente refere-se à manutenção e ao reforço de rodovias existentes havendo também preocupação com a qualidade da superfície quanto ao conforto e à segurança dos usuários em todas as condições climáticas, nesses casos o desenvolvimento de novas concepções de misturas asfálticas têm exigido a utilização de asfaltos modificados. O uso de asfaltos modificados por polímeros pode reduzir a frequência das manutenções, aumentar a vida de serviço de pavimentos de locais de difícil acesso ou de tráfego canalizado e diminuir o custo da interrupção do tráfego para reparos (BERNUCCI *et al.*, 2006).

O grau de melhoria e modificação do ligante e, em consequência, o seu custo depende das necessidades do local onde será aplicado, se é obra nova ou reforço, variações térmicas e cargas mecânicas às quais o

trecho estará submetido à deformação permanente ou à fadiga (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Para a modificação do ligante ser viável econômica e tecnicamente é necessário que o polímero seja resistente à degradação nas temperaturas de utilização do asfalto, misture-se adequadamente com o asfalto, melhore as características de fluidez a altas temperaturas para a mistura e espalhamento e não seja rígido ou quebradiço a baixas temperaturas (BERNUCCI *et al.*, 2006).

O asfalto polímero tem que manter suas propriedades durante a estocagem, aplicação e serviço, deve poder ser processado nos equipamentos convencionais, permanecer estável, física e quimicamente ao longo de todas as fases e não necessitar de temperaturas muito diferenciadas para aplicação (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Nos últimos 30 anos, com o desenvolvimento de vários polímeros diferentes, as modificações do ligante tomaram impulso significativo (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Na Europa, particularmente na Alemanha, misturas asfálticas feitas com asfalto modificado por polímero foram introduzidas na década de 1970. Nessa época, foram utilizados na Itália revestimentos asfálticos com polietileno adicionado na própria usina misturadora (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Quanto ao seu comportamento, frente às variações térmicas, os polímeros são classificados em categorias como sugerido por Mano, 1985 e Leite, 1999, citados por Bernucci *et al.*, 2006:

- Termorrígidos: não se fundem, degradam numa temperatura limite e endurecem irreversivelmente quando aquecidos a uma temperatura que depende de sua estrutura química. Apresentam cadeias moleculares que formam rede tridimensional que resiste a qualquer mobilidade térmica. Exemplo: resina epóxi, poliéster, poliuretano.

- Termoplásticos: fundem-se e tornam-se maleáveis reversivelmente quando aquecidos. Normalmente consistem de cadeias lineares, mas podem ser também ramificadas. São incorporados aos asfaltos à alta temperatura. Exemplo: polietileno, polipropileno, PVC;

- Elastômeros: apresentam propriedades elásticas desde que vulcanizados. Quando aquecidos, decompõem-se antes de amolecer. Não vulcanizados apresentam comportamento plástico. Exemplo: SBR (Borracha de estireno-butadieno);

- Elastômeros termoplásticos: apresentam comportamento elástico a baixa temperatura, mas quando aumenta a temperatura passam

a apresentar comportamento termoplástico. Exemplo: SBS (Estireno butadieno estireno) e EVA (Etileno acetato de vinila).

O aumento da quantidade de polímero no ligante modificado melhora a resistência à desintegração acompanhado de uma diminuição do módulo dinâmico principalmente nos elastômeros (SAIZ, 1997).

Porém, em qualquer caso, a incorporação de polímeros ao ligante dará lugar a interações entre às moléculas dos polímeros e os componentes do ligante, produzindo alterações no sistema coloidal do ligante e mudando propriedades reológicas do ligante original, melhorando as propriedades mecânicas numa grande faixa de temperatura (SOTO, 1997, *apud* MEURER FILHO, 2001).

Tem-se observado que os vazios das misturas drenantes modificadas com polímeros dependem significativamente do ligante utilizado obtendo-se misturas iguais ou mais abertas que com os ligantes asfálticos convencionais (SAIZ, 1997).

As principais vantagens apresentadas pela incorporação dos polímeros ao cimento asfáltico entre outras são (REIS *et al.*, 1996, *apud* MEURER FILHO, 2001):

- Diminuição da Susceptibilidade Térmica que caracteriza a variação da consistência do ligante com a temperatura. O polímero reduz essa propriedade, ampliando a faixa que separa a fragilidade a frio do amolecimento a quente, possibilitando o aumento na faixa de temperatura de serviço que é estreita para os asfaltos convencionais;

- Melhor característica adesiva e coesiva. A coesão é definida como a energia necessária para romper a película do ligante que varia em função da temperatura;

- Maior resistência ao envelhecimento;

- Elevação do Ponto de Amolecimento, definido como a menor temperatura na qual o ligante começa a escoar, aumentando com a adição do polímero;

- Melhoria do comportamento elástico;

- Recuperação plástica: é melhorada com a adição de polímeros, melhorando a resistência a deformação permanente.

4.1.1 – Asfalto polímero SBS

Tentativas sempre foram feitas no sentido de melhorar a composição do asfalto, tornando-o mais adequado as necessidades dos usuários (AZEVEDO e SILVA FILHO).

Estudos nunca deixaram de serem realizados, tentativas aparentemente simples, mas que fizeram a diferença ao longo da história. Uma alternativa vem sendo estudada desde 1995 no Brasil que é a adição de polímero sintético do tipo SBS ao asfalto (AZEVEDO e SILVA FILHO).

Os asfaltos modificados por SBS, a partir de petróleos brasileiros, mostraram-se compatíveis empregando cimentos asfálticos de baixa penetração (inferior a 30 décimos de milímetro) com diluentes aromáticos convencionais, sendo que o uso de diluente altamente aromático possibilitou a compatibilização de qualquer tipo de CAP de petróleo brasileiro com SBS. O uso de diluentes de óleo de xisto no preparo de asfaltos modificados por SBS propiciou a redução da viscosidade a 135°C do produto final (BERNUCCI *et al.*, 2006).

O conceito de compatibilidade está associado com a estabilidade à estocagem por dois conceitos (BERNUCCI *et al.*, 2006):

- Compatível: inexistência de separação de fases sem precauções com manuseio e estocagem sem agitação;

- Semicompatível: a separação de fases pode ocorrer, a separação lenta pode ser evitada através de estocagem com agitação e a separação rápida de fases irá requerer agitação intensa mesmo em transporte por curto intervalo de tempo.

A companhia Ipiranga, em seu segmento dedicado a asfaltos, também investiu no asfalto polímero e desde 1997 está comercializando asfaltos modificados por SBS. A Petrobrás iniciou a comercialização de asfaltos modificados por SBS a partir de 1998 (LEITE, 1999, *apud* BERNUCCI *et al.*, 2006).

Segundo IBP (1999), os polímeros SBS quando adicionados ao asfalto podem alterar profundamente o comportamento reológico do asfalto e melhorar as propriedades mecânicas numa grande faixa de temperatura (AZEVEDO e SILVA FILHO).

4.1.1.1 – Polímero SBS

Existem numerosos polímeros atualmente disponíveis no mercado inclusive muitos deles com nomes comerciais, tais como Kraton, Europrene, Coperflex, Cariflex entre outros, todos à base de polímero SBS (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Os polímeros mais amplamente utilizados na modificação de asfaltos para fins rodoviários são os elastômeros que contribuem de

forma mais substancial para as melhorias das propriedades elásticas e da coesão tendo como principal o SBS (SOTO, 1997).

Nos elastômeros SBS o estireno confere ao asfalto viscosidade importante em temperaturas elevadas enquanto que o butadieno confere ao ligante uma grande elasticidade em uma larga faixa de temperaturas, mais particularmente em baixas temperaturas. Assim os polímeros SBS diminuem a susceptibilidade térmica do ligante, sobretudo à fragilidade no frio e aumentam a coesão, melhorando os concretos drenantes quanto aos arrancamentos e cisalhamento (SERFASS *et al.*, 1997).

O polímero SBS pode ser obtido sob diferentes formas estruturais, dependendo da natureza dos monômeros e do tipo de associação entre eles tais como os lineares e os radiais (RAMOS 1995, *apud* NEGRÃO 2006).

O tipo de SBS mais usado no mundo para modificação do asfalto é o sequenciado obtido pelo acoplamento de duas extremidades poliestirênicas e uma longa sequência butadiênica que tem forma enovelada. O conjunto se apresenta na forma de verdadeiro “halteres” como visto na figura 4.1 (DNER, 1998, *apud* NEGRÃO 2006).

A molécula de SBS é dividida em regiões de natureza química completamente diferentes, nas duas extremidades as regiões são de caráter aromático e a longa cadeia butadiênica é de caráter alifático. Por isso os conjuntos de moléculas de SBS para diminuir a energia livre total, precisam evitar o contato aromático alifático para os que se ligam pelas extremidades estirênicas formando conjuntos que se comportam como verdadeiros “domínios” aromático e alifático (DNER, 1998, *apud* NEGRÃO 2006).

A ligação das extremidades estirênicas formando os “domínios” aromáticos funciona como uma verdadeira vulcanização que garante ao produto excelentes características mecânicas sem nenhum prejuízo de sua altíssima elasticidade entrópica de conformação (NEGRÃO 2006).

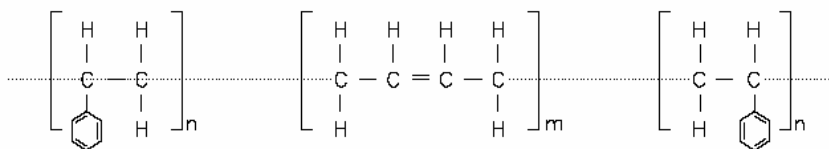


Figura 4.1 – Representação do Polímero SBS (DNER, 1998, *apud* NEGRÃO, 2006)

4.1.1.2 - Países onde ele é muito aplicado

É mais utilizado nos países desenvolvidos como por exemplo Alemanha, Bélgica, Inglaterra e Suíça na Europa e no Canadá e nos Estados Unidos na América do Norte.

Na Europa e América do Norte estuda-se utilização desses materiais, em pavimentação rodoviária desde a década de 70 (DNER, 1998, *apud* AZAMBUJA, 2004).

4.1.1.3 – Aplicações

Trabalhos pioneiros envolvendo mistura de asfalto com polímero SBS foram efetuados 1990 pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem no Rio de Janeiro que recobriu um trecho de cerca de 300 metros da Rua Leopoldo Bulhões com mistura asfáltica modificada por polímero SBS (RAMOS *et al.*, 1995, *apud* BERNUCCI *et al.*, 2006).

No Autódromo de Jacarepaguá (Figura 4.2) foi feita uma aplicação de mistura asfáltica com polímero SBS entre 1996 e 1997 (BERNUCCI *et al.*, 2006).



Figura 4.2 – Autódromo de Jacarepaguá (www.uol.com.br)

Em 2000 foi construído um trecho experimental de alta qualidade para tráfego intenso e pesado com polímero SBS na Rodovia Presidente Dutra entre o Km 128 e o Km 136.

Em 2001 foi aplicado asfalto polímero SBS no Autódromo Interlagos (Figura 4.3).



Figura 4.3 – Autódromo de Interlagos (www.cidadedesapaulo.com)

Aps (2006) em seus estudos realizou em agosto de 2001 uma seção-teste de SMA (Stone Mastic Asphalt) modificada por polímero SBS na chamada “Curva da Onça” (Figura 4.4), localizada no sentido descendente da Rodovia Anchieta, cujo tráfego diário médio de caminhões pesados é de 50% do tráfego total. Essa curva é um trecho em declive e com um índice pluviométrico anual médio elevado, de cerca de 3500 a 4000 mm/ano. É considerada pela Concessionária Ecovias, responsável pela rodovia, como um dos locais de solicitação mecânica mais severa. Ela é um trecho crítico, o mais perigoso da rodovia, trata-se de uma curva extremamente fechada e com alto índice de acidentes rodoviários.



Figura 4.4 – Vista da “Curva da Onça” onde foi executado o trecho experimental com SMA na Via Anchieta (APS, 2006)

Houve a aplicação de asfalto modificado por polímero SBS em um trecho do “corredor tecnológico” que é uma via no município de Barueri, em São Paulo, sujeita a um tráfego pesado de caminhões. Essa via tem dimensões de aproximadamente 2500 metros de extensão e três faixas que totalizam 9,9 metros de largura, sendo uma faixa descendente de menor carga e duas ascendentes com maior carga. Foi realizada a partir de um convênio entre a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, a Empresa Serveng-Civilsan SA, a Empresa Ipiranga Asfaltos S/A e com o apoio da Prefeitura do Município de Barueri – SP.

Execução de recuperação, manutenção e conservação da rodovia BR-153, trecho entre a BR-290 e Bagé (Figura 4.5) incluindo serviços de fresagem, TSD com Polímero SBS, CBUQ e sinalização.



Figura 4.5 – BR-153 (Bagé – BR-290) (www.sbsengenharia.com.br)

4.1.4 – Vantagens e desvantagens

4.1.4.1 – Vantagens

Suas principais vantagens são (REIS e SANTO, 1999, *apud* OLIVEIRA, 2003):

- Diminuição da suscetibilidade térmica e da penetração;
- Melhoria das características adesivas e coesivas;
- Aumento da resistência ao envelhecimento, da ductibilidade e viscosidade e do ponto de ruptura às baixas temperaturas, comportamento elástico e ponto de amolecimento;
- Maior resistência à deformação permanente.

4.1.4.2 – Desvantagens

- Custos mais elevados não somente ao asfalto convencional, mas também ao asfalto borracha.

4.2 – Asfalto borracha

4.2.1 - Histórico

Segundo Specht (2000) e Cury (2002), a primeira tentativa de modificar os ligantes com asfalto borracha foi na Inglaterra em 1898 cujo processo originou o “rubber-bitumen” (REZENDE, 2009).

Em 1940 foi introduzido nos Estados Unidos, através da Companhia Rubber Reclaiming Company, um produto composto por material asfáltico e borracha desvulcanizada denominada Ramflex (GRECA E MORILHA, 2003; TAKATU, 2004; REZENDE, 2009).

Em 1963 com Charles H. MacDonald, houve a utilização de um material elástico composto de ligante e 25% de borracha moída de pneu de granulometria entre 0,6 a 1,2 mm misturados a 190° C durante vinte minutos para ser usado na manutenção de pavimentos (ODA, 2000; GRECA E MORILHA, 2003; SPECHT, 2004; TAKATU, 2004).

Desde então, tentativas de melhorar e aproveitar essa mistura vem sendo observadas em todo o mundo (REZENDE, 2009).

4.2.2 - Países onde ele é muito aplicado

A incorporação de borracha de pneus inservíveis em revestimentos asfálticos têm sido empregada há algumas décadas no exterior como no Canadá, Portugal, Austrália e principalmente nos Estados Unidos sobretudo nos estados do Arizona, Califórnia e Flórida (SILVA, 2005). Segundo dados apresentados por Carlson e Zhu (1999) os três estados americanos consumiram, no ano de 1998, aproximadamente 8,3 milhões de unidades de carcaças de pneus inservíveis em serviços de pavimentação (SPETCHT, 2004).

Em 1999 em Portugal, foi aprovado o uso de asfalto borracha para recuperação de rodovias nacionais no total de aproximadamente 30 km (ANTUNES *et al.*, 2000, *apud* FONTES, 2009).

Na Coréia, empresas produtoras de cimentos asfálticos têm se interessado por esta nova tecnologia, começando a introduzir este produto naquele país (SPETCHT, 2004).

4.2.3 – Experiências em rodovias brasileiras

No Brasil, essa tecnologia chegou no final da década de 90 do século passado e desde então tem sido comercializado em grande escala na recuperação estrutural de trechos rodoviários em todo o país.



Figura 4.6 - Trecho da BR-116 (Guaíba-Camaquã) (www.grecaasfaltos.com.br)

Em agosto de 2001 no Rio Grande do Sul, na BR 116 entre Guaíba e Camaquã (Figura 4.6), foi construído o primeiro trecho de asfalto borracha de aproximadamente dois quilômetros (GRECA ASFALTOS, 2001).



Figura 4.7: Belo Horizonte - Aeroporto de Confins (www.grecaasfaltos.com.br)

A figura 4.7 mostra a primeira obra em Minas Gerais com asfalto borracha no trecho entre Belo Horizonte ao Aeroporto de Confins.



Figura 4.8 - Rodovia SP 150 (www.ecovias.com.br)

A concessionária Ecovias que administra o Sistema Anchieta-Imigrantes em São Paulo vem realizando várias aplicações em pequena escala (Figura 4.8) a fim de testar o desempenho do asfalto borracha em sua malha viária (GRECA ASFALTOS, 2001).



Figura 4.9 – Rodovia BR-040 (www.concer.com.br)

A Concer em 2004 realizou a primeira aplicação de asfalto borracha no Rio de Janeiro no recapeamento da BR-040 (Figura 4.9). Essa tecnologia já foi utilizada nos trechos do Km 45 ao Km 82 e na duplicação do trecho de Juiz de Fora (Km 810 ao Km 799).

4.2.4 – Vantagens e desvantagens

4.2.4.1 – Vantagens (FONTES, 2009)

- Maior resistência ao fendilhamento;
- Melhor resistência ao envelhecimento e oxidação;
- Melhoria da resistência à fadiga e propagação de fendas;
- Maior resistência à deformação permanente;
- Redução dos custos de conservação considerando o melhor desempenho do pavimento;
- Economia de energia e de recursos naturais através da utilização de materiais reaproveitados;
- Redução da susceptibilidade térmica;
- Aumento da flexibilidade
- Aumento da vida útil do pavimento;
- Melhor adesividade aos agregados;
- Redução da espessura do pavimento.

4.2.4.2 – Desvantagens (TAKATU, 2004)

- Custo superior ao do asfalto convencional.

4.2.5 – Borracha de pneus

A borracha constituinte do pneu, possui excelentes propriedades físico químicas como a presença de agentes anti-oxidantes e inibidores da ação de raios ultravioleta, que diminuem o envelhecimento do CAP e a susceptibilidade térmica e aumentam a resistência à ação química de óleos e com isso aumentam a durabilidade do ligante (ODA, 2000; GRECA E MORILHA, 2003; SILVA, 2005).

4.2.5.1 - O problema dos pneus inservíveis

Muitos são os destinos possíveis para os pneus inservíveis, mas o mais comum é serem depositados em aterros sanitários ou estocados em terreno baldio a céu aberto (Figura 4.10). Estes dois tipos de uso não agregam reutilização de componentes e muito menos são corretos do ponto de vista ambiental (SILVA, 2005).



Figura 4.10 – Pneus depositados a céu aberto em terreno baldio (www.mausoleudogargula.blogspot.com)

Mas em 26 de agosto de 1999 o Conselho Nacional de Meio Ambiente (CONAMA) criou a Resolução de número 258, vigente de 01 de janeiro de 2002, que obriga os fabricantes e importadores de pneus a coletarem e por um fim ambientalmente adequado aos pneus inservíveis, em função das quantidades fabricadas ou importadas (SILVA, 2005).

Após ser coletado, o pneu pode ser tratado de várias maneiras (SILVA, 2005):

- Moídos para redução de volume;
- Queimados para aproveitamento energético;
- Para recuperação de óleos, gases voláteis e carbono;
- Utilizado na fabricação dos mais variados tipos de artefatos;
- Combustível de forno.

Surge ainda como alternativa, destino mais ambientalmente correto, a destinação de pneus, a pavimentação asfáltica, através da incorporação da borracha às misturas asfálticas e ainda beneficiar as mesmas com melhorias técnicas às características mecânicas e químicas das misturas (ROCHA, 2008, *apud* REZENDE, 2009).

4.2.5.2 - Processos de obtenção da borracha

Os processos para obtenção de borracha utilizada na modificação de ligantes são o ambiente e o criogênico.

4.2.5.2.1 – Processo ambiente

O processo ambiente (Figura 4.11) consiste na introdução do material no granulador a temperatura ambiente, que aumenta durante o processo devido à fricção gerada (RRI, 2006, *apud* FONTES, 2009).

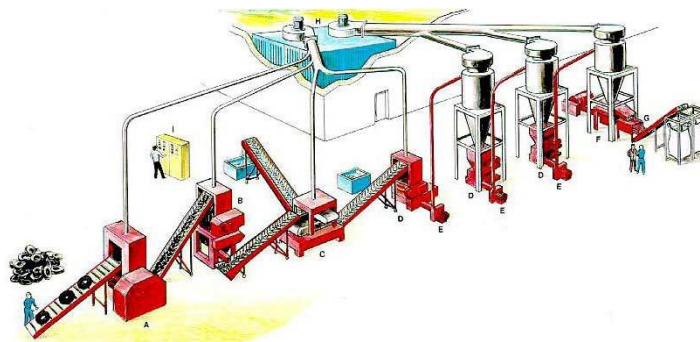


Figura 4.11 - Sistema do processo ambiente (RESCHNER, 2006, *apud* FONTES, 2009)

As partículas de borracha produzidas no processo ambiente, em geral, possuem elevada superfície específica, aparência esponjosa, forma irregular, textura áspera e reduzida distribuição granulométrica das partículas (RRI, 2006; RESCHNER, 2006; *apud* FONTES, 2009).

Suas principais vantagens são a produção da borracha realizada a um custo relativamente baixo, a fácil manutenção, necessidade de poucas pessoas para operação e por existirem diversas empresas que fabricam os equipamentos e componentes do sistema. As principais desvantagens são a elevada energia necessária para produzir os grânulos inferiores a 0,25 mm) e o ambiente de trabalho insalubre.

4.2.5.2.2 – Processo criogênico

No processo criogênico (Figura 4.12) é utilizado nitrogênio líquido ou dióxido de carbono sólido para resfriar materiais a temperatura inferior de 120 °C negativos. Sob baixas temperaturas os materiais tornam-se frágeis podendo ser reduzidos por prensas à granulometria desejada (FONTES, 2009).

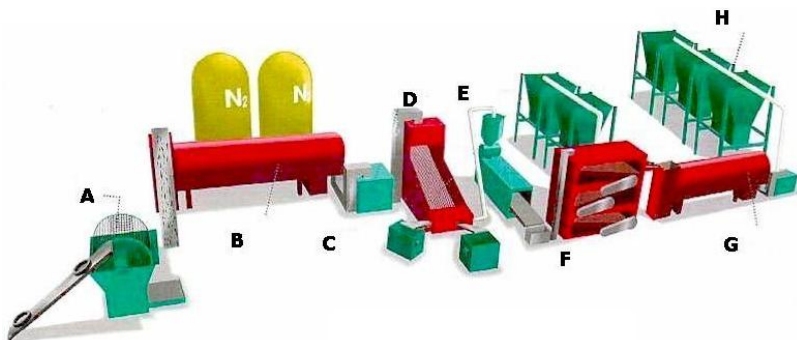


Figura 4.12 – Sistema do processo criogênico (RESCHNER, 2006, *apud* FONTES, 2009)

A forma da partícula de borracha obtida no sistema criogênico é regular com textura lisa e plana e com baixa superfície específica. Este tipo de borracha possui uma extensa distribuição granulométrica (RRI, 2006; RESCHNER, 2006; *apud* FONTES, 2009).

Em comparação com a borracha do sistema ambiente, a borracha proveniente do sistema criogênico, produz uma recuperação elástica inferior e sua superfície plana e lisa reage mais lentamente com o ligante (ROBERTS *et al.*, 1989, *apud* FONTES, 2009).

As vantagens deste processo são a limpeza, operação rápida, facilidade de produção de granulares finos, menor energia para reduzir os pneus em granulares finos, maior facilidade para remoção do aço e fibra tornando o produto mais limpo e principalmente a sua capacidade de controlar a uniformidade, o tamanho e o formato destas partículas. A principal desvantagem é o custo elevado da operação devido ao nitrogênio líquido.

4.2.6 – Características

A adição da borracha resulta num ligante modificado com propriedades e características diferentes do ligante original. A reação é influenciada pela temperatura, tempo de digestão, quantidade e tipo de borracha na mistura (BAKER *et al.*, 2003, *apud* FONTES, 2009).

4.2.6.1 - Incorporação da borracha em misturas betuminosas

O ligante asfalto borracha é introduzido em uma mistura betuminosa através de dois processos, o úmido e o seco.

As principais diferenças entre os dois processos estão no tamanho e na quantidade de partícula da borracha, função e facilidade de incorporação na mistura da borracha (ROBERTS *et al.*, 1989, *apud* FONTES, 2009).

4.2.6.1.1 - Processo Seco

É utilizado somente para misturas betuminosas à quente, não sendo recomendado para tratamentos superficiais (CALTRANS, 2003, *apud* FONTES, 2009).

No processo seco, a borracha desempenha a função de agregado sendo utilizada como agregado fino em misturas betuminosas de 1% a 3% por massa do agregado na mistura e incorporada antes do ligante ser introduzido podendo ser aplicada em misturas dos três tipos de granulometria (HEITZMAN, 1992) variando entre 4,2 mm e 2,0 mm. O volume de vazios da mistura varia entre 2% e 4% e a percentagem de ligante entre 7,5% e 9,0% (TFHRC, 2005, BAKER *et al.*, 2003, *apud* FONTES, 2009).

O agregado é aquecido a aproximadamente 200 °C quando a borracha é adicionada, a mistura ocorre durante no mínimo 15 segundos até tornar-se homogênea. Depois disso o ligante é adicionado através de processos convencionais de uma central betuminosa (VISSER e VERHAEGHE, 2000, *apud* FONTES, 2009).

4.2.6.1.2 - Processo Úmido

Esse processo consiste na incorporação de pelo menos 15% da massa total da mistura de borracha de pneus com o ligante a elevadas temperaturas durante o tempo de digestão antes de ser misturado com o agregado resultando num ligante modificado com propriedades diferentes do original (FONTES, 2009).

Para a produção de ligante asfalto borracha no processo úmido precisa-se ter conhecimento sobre (HICKS & EPPS, 2000, *apud* FONTES, 2009):

- Suas propriedades para temperatura e tempo de digestão;
- A estabilidade da mistura ao longo do tempo;
- As proporções dos componentes visando obter as propriedades desejadas do novo ligante.

A reação entre as partículas da borracha e do ligante depende da temperatura, sendo que as mais altas provocam uma reação mais rápida. As temperaturas típicas para produção de ligante asfalto borracha variam entre 160 e 205 °C nas quais geralmente o ligante asfalto borracha mantém suas propriedades físicas durante pelo menos 24 horas após a produção à temperaturas até 175 °C, podendo ocorrer a despolimerização da borracha à temperaturas mais elevadas (HICKS & EPPS, 2000, *apud* FONTES, 2009).

Ocorre o início do processo de degradação da borracha a partir de 230°C (MARTINS, 2001, *apud* FONTES, 2009).

O tempo de reação pode ser reduzido quando se utiliza uma borracha muito fina e ligantes menos viscosos à temperaturas mais altas durante a mistura (PAGE *et al.*, 1992, *apud* FONTES, 2009).

O ligante e a borracha devem ser misturados sob constante agitação para a borracha ser completamente incorporada ao ligante à temperatura e tempo de digestão determinados (ZAMAN *et al.*, 1995, *apud* FONTES, 2009).

4.2.6.2 – Sistemas de obtenção

O processo úmido engloba dois sistemas de produção que são o Continuous Blend cuja reação é feita em caminhões separados ou em tanques e o Terminal Blend cuja reação é feita em unidades industriais (FONTES, 2009).

4.2.6.2.1 - Continuous Blend

As primeiras aplicações do sistema Continuous Blend foram baseadas na tecnologia desenvolvida por Charles McDonald nos anos 60, no entanto nos anos 80 na Flórida foi desenvolvido o sistema Flórida Continuous Blend Process que utilizava uma borracha com granulometria de 0,18 mm, tecnologia essa que difere do processo de McDonald nos seguintes aspectos (FONTES, 2009):

- Uso de percentagens inferiores de borracha (8% a 10%);
- Borracha com partículas menores;
- Menor temperatura;
- Menor tempo de digestão (EPPS, 1994, *apud* FONTES, 2009).

O asfalto borracha do sistema Continuous Blend pode ser confeccionado na central betuminosa através da inclusão de

equipamentos adicionais ou em caminhões estacionários destinados para este finalidade (Figura 4.13) (FONTES, 2009).

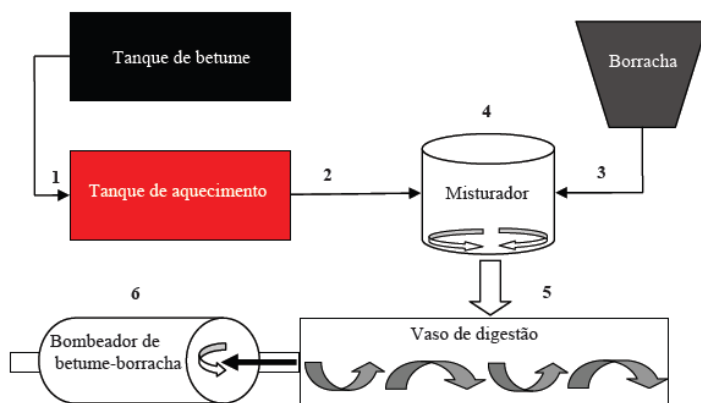


Figura 4.13 – Modificação do ligante através do sistema Continuous Blend (adaptado de CALTRANS, 2003, *apud* FONTES, 2009)

No sistema Continuous Blend a percentagem de borracha é geralmente expressa pelas seguintes formas (FONTES, 2009):

- Massa total da mistura;
- Massa do ligante convencional (19,0% de borracha por massa total do ligante equivale a 23,5% por massa de ligante convencional).

O tempo máximo de armazenamento do ligante asfalto borracha após a sua produção é de 16 horas (ROBERTS *et al.*, 1989, *apud* FONTES, 2009). O ligante asfalto borracha não deve ser armazenado e sim utilizado em seguida após a sua produção (KANDHAL, 1992, *apud* FONTES, 2009).

4.2.6.2.2 - Terminal blend

É o sistema que produz a digestão da borracha pelo ligante a elevadas temperaturas em unidade industrial através de um processo de fusão por meio de agitação mecânica (MORILHA & GRECA, 2003, *apud* FONTES, 2009) porque neste tipo de sistema é possível manter as partículas de borracha uniformemente distribuídas no ligante (CALTRANS, 2005, *apud* FONTES, 2009) com a vantagem de ser

armazenado por longos períodos de tempo (TRHRC, 2005, *apud* FONTES, 2009).

Este processo tem sido utilizado desde 1989 no Texas caracterizando-se por utilizar entre 5,5% e 8,5% de ligante (BAKER *et al.*, 2003, *apud* FONTES, 2009) e uma quantidade de borracha inferior a 10% menor do que a empregada no sistema Continuous Blend na qual varia entre 15% e 22% (TAKALLOU & TAKALLOU, 2003, *apud* FONTES, 2009).

No sistema Terminal Blend a percentagem de borracha de 10% não é suficiente para produzir uma modificação significativa do ligante asfalto borracha, para haver bom desempenho, deve possuir no mínimo 15% de borracha (CALTRANS, 2003, *apud* FONTES, 2009).

Um dos problemas do uso do asfalto borracha é a sua baixa estabilidade quanto ao armazenamento, entretanto atualmente isso não é uma dificuldade quando se utiliza o asfalto borracha originado do sistema Terminal Blend (TAKALLOU & SAINTON, 1992, *apud* FONTES, 2009).

A produção do asfalto borracha no Brasil ocorre através do sistema Terminal Blend pois possui estabilidade sem que ocorra a separação de fases durante o armazenamento, mas para isso os tanques devem ser adaptados com agitadores (MORILHA & GRECA, 2003, *apud* FONTES, 2009).

Devido à elevada viscosidade do ligante asfalto borracha, superior à viscosidade dos ligantes convencionais, o transporte do asfalto borracha produzido no sistema Terminal Blend é realizado através de caminhões tanque dotados de equipamentos especiais para manter a estabilidade como aquecedores, agitadores helicoidais e bomba de ligante de alto desempenho para bombeamento e mistura de líquidos viscosos com controle de velocidade (MORILHA & GRECA, 2003, *apud* FONTES, 2009).

Durante o transporte, a temperatura do asfalto borracha mantém-se praticamente constante, no entanto durante a sua descarga ocorre uma perda importante de calor sendo recomendável dispor de uma caldeira de óleo térmico de aquecimento eficiente no armazenamento na obra para manter a temperatura necessária para a mistura (HICKS, 2002, *apud* FONTES, 2009).

Em função do clima e qualidade do ligante produzido do Brasil, foram desenvolvidos dois tipos de ligante asfalto borracha no sistema Terminal Blend, um contendo 15% e o outro 20% de borracha em massa de ligante asfalto borracha. Os ligantes do Terminal Blend na Califórnia

e na Flórida possuem menos de 10% de teor de borracha mais aditivos (HICKS, 2002, *apud* FONTES, 2009).

O asfalto borracha no sistema Terminal Blend, em função das suas características pode ser aplicado em diferentes técnicas e em misturas betuminosas com diferentes granulometrias. O ligante asfalto borracha do sistema Terminal Blend com 20% de borracha é recomendado para misturas betuminosas descontínuas e na execução de tratamentos superficiais enquanto que com 15% de borracha é indicado para a fabricação de misturas contínuas (MORILHA & GRECA, 2003, *apud* FONTES, 2009).

Esse sistema (Figura 4.14) quando comparado com o anterior, permite uma economia de tempo e de custos já que o ligante modificado é produzido e transportado para várias obras ao mesmo tempo enquanto que no Continuous Blend cada obra deve possuir um equipamento de fabricação de asfalto borracha além do seu controle de qualidade em um terminal ser mais acurado e confiável (BERNUCCI *et al.*, 2006).

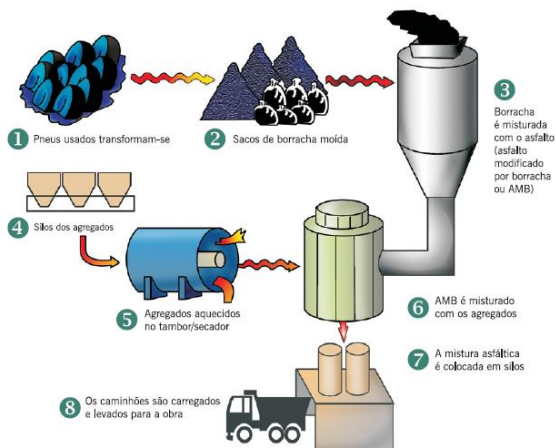


Figura 4.14 - Esquema de fabricação do asfalto borracha via úmida pelo processo de mistura estocável (Terminal Blending) (BERNUCCI *et al.*, 2006)

CAPÍTULO 5 – MATERIAIS E METODOLOGIA

Neste capítulo são definidos os materiais que constituem as misturas asfálticas, isto é, granulares e ligantes, os ensaios realizados para sua caracterização bem como suas normativas e os ensaios realizados para atender o objetivo da pesquisa.

Os revestimentos asfálticos constituem um material composto formado por granulares unidos pelo ligante asfáltico. Quanto maior for a qualidade desses dois materiais bem como a união entre eles, maior também será a qualidade dos revestimentos asfálticos.

5.1 – GRANULARES

As características exigidas dos granulares para os pavimentos drenantes são as mesmas que em outros tipos de pavimentos, dependendo em geral do tipo de tráfego que será suportado pela mistura asfáltica (RUIZ, 1997).

Os granulares devem formar um esqueleto mineral estável e resistente, terem boa forma, limpeza e alta percentagem de faces fraturadas. Devido ao elevado teor de vazios nos concretos asfálticos drenantes e as suas características de alta permeabilidade, que permite passagem de água no interior da mistura, é exigida uma boa adesividade com o ligante em presença da água e, fundamentalmente, os agregados devem ser não alteráveis (RUIZ, 1997).

O agregado graúdo deve ter uma resistência adequada ao polimento acelerado. Geralmente se exige para tráfegos elevados um Coeficiente de Polimento Acelerado de 0,50 na Bélgica ou na Suíça, de 0,55 na Alemanha e de 0,45 na Espanha. Em alguns países onde o agregado graúdo das misturas drenantes está menos protegido sofrendo o polimento com maior facilidade e por ser o único que contribui para a microtextura, o seu coeficiente de polimento acelerado deve ser igual ou maior do que o das misturas convencionais (RUIZ, 1997).

As características de fabricação dos granulares são estritamente controladas em relação à granulometria e aos índices de forma (LEFEBVRE, 1997).

A qualidade do agregado fino constitui um aspecto fundamental no comportamento da mistura já que constitui baixa percentagem na mistura e suas características são muito críticas na coesão do conjunto.

O filler é uma das variáveis que se pode utilizar para melhorar bastante a adesividade ligante-agregado e baixar muito as perdas no Ensaio Cântabro.

Serão realizados nessa pesquisa para a caracterização dos granulares, os ensaios de Los Angeles, Durabilidade, Adesividade, Índice de Forma e Densidade.

5.1.1 – Los Angeles

O ensaio comumente utilizado para medir a resistência à abrasão é o ensaio de abrasão Los Angeles (DNER-ME 035/98). Nesse ensaio uma amostra de agregado de cerca de 5000g é submetida a 500 revoluções à velocidade de 30 rpm a 33 rpm no interior do cilindro de um equipamento padronizado (Figura 5.1). Um número variado de esferas de aço, conforme a granulometria e graduação da amostra é adicionado no cilindro, induzindo impactos nas partículas durante as suas revoluções.



Figura 5.1 – Equipamento utilizado na realização do Ensaio Los Angeles

O desgaste é convencionalmente expresso pela porcentagem, em peso (Equação 5.1) do material que passa após o ensaio pela peneira de malhas quadradas de 1,7 mm (ABNT nº 12).

$$A_n = [(m_n - m'_n) / m_n] \times 100 \quad (5.1)$$

Sendo:

A_n = Abrasão Los Angeles;

m_n = Massa total da amostra seca antes da realização do ensaio;

m'_n = Massa total da amostra lavada e seca após a realização do ensaio

O Ensaio de Abrasão Los Angeles deverá ter desgaste máximo de 40% (DNER-ME 035/98).

5.1.2 – Durabilidade

Alguns agregados que inicialmente apresentam boas características de resistência podem sofrer processos de desintegração química quando expostos às condições ambientais no pavimento, portanto para avaliar a resistência do agregado a esses processos é realizado o Ensaio de Durabilidade (DNER – ME 089/94).

Submete-se uma amostra de agregado preparada em condições padronizadas a 5 ciclos de 16 a 18 horas sendo cada ciclo constituído por um período de saturação numa solução de sulfato de sódio ou de magnésio, secagem em estufa e esfriamento a temperatura ambiente.

O resultado é dado como perda de peso no ensaio devendo ser inferior a 12%.

5.1.3 – Adesividade

O ensaio para determinação das características de adesividade podem ser subdivididos em dois grupos, aqueles que avaliam o comportamento de partículas de agregados recobertas por ligante asfáltico e aqueles que avaliam o desempenho de determinadas propriedades mecânicas de misturas sob a ação da água.

A adesividade que interessará à pesquisa, é a propriedade que tem o agregado de ser aderido pelo material betuminoso quando a mistura agregado-ligante é submetida a 40 °C à ação de água destilada durante 72 horas (DNER – ME 078/94). O resultado é considerado satisfatório quando ao fim das 72 h não houver nenhum deslocamento da película betuminosa.

A adesividade do agregado ao ligante pode ser melhorada através da adição de aditivos químicos denominados melhoradores de adesividade que atuam modificando as condições de interface entre o ligante e os agregados e reforçando a ligação adesiva entre estes.

5.1.4 – Índice de Forma

O Índice de Forma do agregado (DNER-ME 086/94) é a média da relação entre o comprimento e a espessura dos grãos do agregado, ponderada pela quantidade de cada fração granulométrica que o compõe.

5.1.5 – Densidade

A expressão densidade refere-se à massa específica e a densidade relativa é a relação entre a densidade do material e a densidade da água a 4°C sendo dada em g/cm^3 ou kg/dm^3 ou t/m^3 .

Como a relação entre o peso específico de um material e o peso específico da água a 4°C é igual à relação das massas específicas, é comum se estender o conceito de densidade relativa à relação dos pesos e adotar-se como peso específico a densidade relativa do material multiplicada pelo peso específico da água.

No estudo de agregados, são definidas três designações de massa específica: real, aparente e efetiva.

Para a determinação da densidade dos agregados, são pegas três amostras de granulares retidos em cada peneira que compõe a curva granulométrica da mistura a fim de se obter um valor mais preciso. O resultado é a média aritmética das três amostras.

5.2 – CURVA GRANULOMÉTRICA

As granulometrias das misturas drenantes apresentam na curva granulométrica uma descontinuidade responsável pelo alto teor de vazios oferecendo permeabilidade à mistura (MEURER FILHO, 2001).

Para obtenção de misturas com alto teor de vazios, são necessárias curvas granulométricas descontínuas bem definidas com a eliminação de algumas peneiras podendo a descontinuidade variar com o tamanho da dimensão máxima adotado. Os concretos drenantes mais eficientes são os que apresentam brecha bem definida na curva granulométrica e sem areia e sim com filler (MEURER FILHO, 2001).

Em alguns países são feitas misturas com descontinuidade entre os tamanhos 2 mm e 6 mm para se conseguir contato direto entre os agregados mais graúdos e permeabilidade inicial maior e mais duradoura com o tempo. Na maioria desses países o conteúdo que passa na peneira 2,5 mm se encontra entre 10% e 20% e, mais frequentemente, entre 10% e 15%, enquanto que o conteúdo de filler situa-se em torno de 5% (RUIZ, 1997, *apud* MEURER FILHO, 2001).

No início do desenvolvimento das misturas drenantes trabalhava-se com 85% dos agregados graúdos e 15% de agregados mais finos (passantes pela peneira 2 ou 2,5 mm), atualmente as percentagens utilizadas nas misturas drenantes convencionais não estão muito distantes desses princípios (MEURER FILHO, 2001).

Geralmente para as camadas convencionais de 4 a 5 cm há duas tendências:

a) Uma faz utilização de tamanhos máximos elevados de até 20 mm que aumentam a permeabilidade da mistura, diminuem a efetiva redução de ruídos e podem produzir arrancamentos de granulares na camada asfáltica (MEURER FILHO, 2001).

b) A segunda com tamanhos máximos de 10 mm, são menos drenantes, porém muito eficientes na redução de ruídos e ao deslizamento (RUIZ, 1997, *apud* MEURER FILHO, 2001).

5.3 – LIGANTES

Nas misturas drenantes é de grande importância a contribuição do ligante no seu comportamento mecânico principalmente se for levado em consideração que o alto teor de vazios evidencia as propriedades de coesão interna do ligante responsáveis em evitar os desgarramentos de agregados pela ação do tráfego (MEURER FILHO, 2001).

Muitos dos danos em uma mistura asfáltica são consequência do desprendimento do ligante na sua interface com o agregado. O processo é acelerado pela ação da água e da umidade (MEURER FILHO, 2001).

Uma vez selecionados os materiais constituintes, a dosificação das misturas drenantes no laboratório se baseará fundamentalmente na determinação de um teor mínimo de ligante que assegure uma adequada resistência a desintegração, uma película espessa de ligante sobre o agregado para evitar o envelhecimento prematuro do ligante e uma adequada resistência a ação da água (RUIZ, 1997).

Além disso deve definir um teor máximo de ligante para assegurar uma certa percentagem de vazios na mistura para conseguir uma rápida percolação e evacuação da água e que o ligante não saia dos agregados na fabricação, transporte e colocação do material na obra (RUIZ, 1997).

Na prática os passos que se seguem na dosificação das misturas drenantes são as seguintes (RUIZ, 1997):

- Uma vez caracterizados os materiais, é fixada a granulometria, parte-se então de um teor mínimo de ligante ou de um teor ótimo fixado mediante a experiência, esse teor geralmente varia em torno de 4,5%, embora fixem-no em 5,0%;

- Para teores superiores parte-se de um mínimo ou em torno do indicado, determinam-se os vazios na mistura que devem superar um certo limiar;
- Geralmente seleciona-se o máximo teor de ligante que permite obter os vazios na mistura especificados;
- Alguns países completam o estudo com ensaios de perda de ligante e outros de sensibilidade à água;
- Outros países realizam todos os passos anteriores acrescentando um ensaio mecânico de resistência à desintegração. Os países que realizam ensaios de caracterização mecânica fixam o teor mínimo de ligante mediante o ensaio correspondente.

Todas as propriedades físicas do asfalto estão associadas à sua temperatura. O modelo estrutural do ligante como uma dispersão de moléculas polares em meio não-polar ajuda a entender o efeito da temperatura nos ligantes asfálticos (BERNUCCI *et al.*, 2006).

A penúltima especificação brasileira de CAP, vigente de 1992 até julho de 2005, separava os ligantes entre os especificados por penetração e os especificados pela viscosidade absoluta, estes em CAP 7, CAP 20 e CAP 40 sendo esses números associados ao início da faixa de viscosidade de cada classe e aqueles em CAP 30-45, CAP 50-60, CAP 85-100 e CAP 150-200 sendo esses números associados à faixa de penetração obtida no ensaio (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Em julho de 2005 foi aprovada pela Agência Nacional de Petróleo, Gás e Energia (ANP) uma nova especificação de CAP para todo o Brasil em substituição às duas anteriores. Essa nova especificação tenta avaliar indiretamente o desempenho futuro do ligante nas obras de pavimentação baseando-se não somente na penetração e na viscosidade, mas também na consistência, durabilidade, pureza e segurança (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Quanto aos ligantes nessa pesquisa serão realizados os ensaios de caracterização dos ligantes que serão o de penetração, amolecimento e viscosidade além do Ensaio de Densidade.

5.3.1 – Penetração

A penetração (DNIT 155/2010 – ME) é definida em décimos de milímetro que uma agulha de massa padronizada (100g) penetra em três amostras de volume também padronizados de ligante asfáltico por 5 segundos à temperatura de 25°C. Para cada amostra, são realizadas três medidas individuais de penetração, a média dos três valores será então

considerada como a penetração do material ensaiado sendo que quanto maior for a penetração, mais consistente será o CAP.

A penetração tem sido utilizada na especificação de cimentos asfálticos em todos os países do mundo por várias décadas para a classificação dos CAPs. A especificação de ligantes da Comunidade Econômica Européia (EM 12591/2000), que resultou de um acordo entre os vários países participantes, define nove classes de asfalto pela penetração desde a classe 20/30 até 250/330 (BERNUCCI *et al.*, 2006).

5.3.2 – Ponto de Amolecimento

O ponto de amolecimento é uma medida empírica que determina a temperatura na qual o asfalto amolece atingindo uma determinada condição de escoamento após ser aquecido sob condições particulares (BERNUCCI *et al.*, 2006).

É semelhante ao chamado “ponto de fusão” bastante utilizado na Europa. Duas bolas de aço de dimensões e pesos especificados em norma (DNIT 131/2010 – ME) são colocadas no centro de duas amostras de ligante confinadas dentro de dois anéis metálicos padronizados. Os conjuntos são colocados dentro de um béquer com água a 5°C devendo ali ficar nessa temperatura durante 15 minutos e depois ser aquecido à temperatura de 5°C/minuto. Quando os ligantes amolecerem o suficiente a ponto de não conseguir mais suportar o peso das bolas, elas irão deslocar-se em direção ao fundo do béquer, após isso acontecer marca-se temperatura, se a diferença entre as duas amostras exceder 2°C, o ensaio deverá ser refeito.

5.3.3 – Viscosidade

A viscosidade é uma medida da consistência do cimento asfáltico por resistência ao escoamento (BERNUCCI *et al.*, 2006).

É necessário obter para cada ligante asfáltico a sua curva viscosidade-temperatura a fim de saber a temperatura a ser utilizada na mistura e na compactação. Para fazer esta curva é necessário empregar várias amostras, uma para cada temperatura de determinação, o que torna o processo demorado (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Os dois viscosímetros mais utilizados são:

5.3.3.1 – Viscosímetro Saybolt-Furol

No Brasil o viscosímetro mais usado para os materiais asfálticos é o de Saybolt-Furol que é um aparelho mais robusto para uso em campo. Trata-se de uma medida empírica da viscosidade que não está presente em nenhuma especificação internacional (BERNUCCI *et al.*, 2006).

O aparelho consta, basicamente, de um tubo com formato e dimensões padronizadas, no fundo do qual fica um orifício de diâmetro $3,15 \pm 0,02\text{mm}$ (DNER – ME 004/94). Quando o material ensaiado estabilizar nas temperatura exigidas (entre 25° e 170°C dependendo do material e 135°C para os cimentos asfálticos), abre-se o orifício e inicia-se a contagem do tempo parando-a quando o líquido alcançar a marca de 60 ml no frasco. O valor da viscosidade é determinado em Segundos Saybolt-Furol (SSF) (BERNUCCI *et al.*, 2006).

5.3.3.2 – Viscosímetro Brookfield

Atualmente é o viscosímetro mais empregado nos Estados Unidos e na Europa para a medição da viscosidade dos ligantes padronizado segundo as normas NBR 15184: 2004 ou ASTM D 4402. Permite obter a curva viscosidade-temperatura em uma ampla faixa de determinação com a mesma amostra. Alguns laboratórios brasileiros já possuem esse tipo de equipamento que determina a chamada “viscosidade rotacional” (BERNUCCI *et al.*, 2006).

O viscosímetro Brookfield permite medir as propriedades de consistência relacionadas ao bombeamento e à estocagem e ainda obter gráfico de viscosidade-temperatura para projeto da mistura asfáltica por meio de medida do comportamento do fluido à diferentes taxas de cisalhamento e tensões de cisalhamento obtidas por rotação de cilindros coaxiais que ficam mergulhados na amostra em teste. É uma medida da viscosidade dinâmica expressa em centipoise (cP) que é equivalente ao milipascal (BERNUCCI *et al.*, 2006).

5.3.4 – Densidade

Este ensaio (ABNT NBR 6296: 2004) tem a sua importância para a conversão de massas em volumes para os cálculos dos teores de ligante das misturas asfálticas (FONTANA FILHO, 2009).

Consiste em determinar a densidade relativa que é a razão da massa do volume do material asfáltico pela massa de igual volume de água à temperatura de 25 °C (FONTANA FILHO, 2009).

O ensaio é realizado com um picnômetro que deve ser previamente pesado vazio e cheio d'água. A amostra fundida é colocada em um picnômetro até 1/2 de seu volume, resfriada durante 40 minutos à temperatura ambiente e pesados o picnômetro mais a amostra. Em seguida é completado o picnômetro com água e pesado o conjunto (FONTANA FILHO, 2009).

São pegas duas amostras para se obter um resultado mais preciso, o valor é a média aritmética das duas amostras. A massa específica é igual à densidade relativa $\times 0,997 \text{ g/cm}^3$ (massa específica da água a 25°C) e seu valor deve variar entre $1,00 \text{ g/cm}^3$ e $1,05 \text{ g/cm}^3$ (FONTANA FILHO, 2009).

5.4 – MISTURAS

Serão realizados na condição com ciclagem e sem ciclagem, os Ensaio Cântabro, Marshall, Permeabilidade e Deformação Permanente respectivamente.

Mas antes da realização dos ensaios, os volumes de vazios de cada corpo de prova e placa ensaiadas precisam ser determinados pois as misturas drenantes devem possuir obrigatoriamente percentagens de volume de vazios acima de 20%.

5.4.1 – Ensaio Cântabro

O Ensaio Cântabro foi desenvolvido na Universidade da Catalúnia (Espanha) com a finalidade de avaliar a perda por desgaste da camada de rolamento (FONSECA, 1998, *apud* OLIVEIRA, 2003). Este ensaio está descrito a seguir de acordo com a especificação brasileira (DNER - ME 383/99) que segue os mesmos procedimentos da norma espanhola para este tipo de ensaio (NTL - 325/86) (OLIVEIRA, 2003).

Esse ensaio consiste em uma análise das perdas que um corpo de prova Marshall, compactado com 50 golpes em cada face, sofre quando colocado num aparelho de Abrasão Los Angeles, sem as esferas de aço. O resultado é dado em percentagem de perda de peso após 300 revoluções no tambor (MEURER FILHO, 2001).

O desgaste é calculado pela expressão:

$$A = [(P_1 - P_2) / P_1] \times 100 \quad (5.2)$$

Sendo:

- A – Desgaste da mistura com aproximação de 1%;
- P – Peso do corpo de prova antes do ensaio;
- P' – Peso do corpo de prova após o ensaio.

Para que todos os valores quanto à desagregação das misturas sejam aceitáveis, as percentagens terão que ser inferiores 25%.

O ensaio Cântabro é o mais utilizado para as misturas drenantes e mesmo sendo normatizado somente na Espanha e na Bélgica, tem sido utilizado por muitas empresas construtoras para dosificação de suas misturas. Esse ensaio por meio da verificação da deterioração é o que mais se distingue da maioria dos demais ensaios usuais das misturas betuminosas (MEURER FILHO, 2001).

O ensaio Cântabro é muito sensível à temperatura podendo ser prejudicado pelo tamanho máximo do agregado que compõe a mistura. Ao se reduzir a temperatura do ensaio, a mistura torna-se mais frágil aumentando assim as perdas e quando a temperatura torna-se mais elevada as perdas diminuem (PÉREZ-JIMENÉZ *et al.*, 1997, *apud* MEURER FILHO, 2001).

5.4.2 – Ensaio Marshall

O Ensaio Marshall (ABNT NBR 12891/93) determina o teor ótimo de ligante betuminoso utilizado na dosagem da misturas asfálticas a partir da compactação por impacto de corpos de prova cilíndricos onde é selecionado o número de golpes do soquete em função do volume de tráfego estimado, 50 ou 75 golpes por face do corpo de prova, quantidades estas referentes aos seguintes níveis de tráfego, respectivamente: $10^4 < N \leq 10^6$ e $N > 10^6$, onde N é o número de repetições do eixo padrão sobre o pavimento (BARRA, 2009).

O teor ótimo de ligante betuminoso das misturas asfálticas é obtido na análise do volume dos corpos de prova, massa específica aparente, densidade máxima teórica, volume de vazios, vazios com ligante, vazios do agregado mineral, relação ligante / vazios, estabilidade e fluência.

5.4.3 – Ensaio de Permeabilidade

Esse ensaio mede o tempo no qual um determinado volume de água percola através do concreto drenante. O aparelho utilizado é composto por um tubo acrílico com um anel de massa de vedação (MEURER FILHO, 2001).

Tampa-se o orifício inferior do tubo, coloca-se água dentro dele até o menisco superior, retira-se a tampa do fundo para que possa ocorrer o escoamento d'água e por fim mede-se o intervalo de tempo que a água entre o menisco superior e o inferior que delimitam volume d'água que percolou.

O tempo T é transformado em velocidade de percolação média v_p pela expressão (DUMKE, 2005):

$$P_b = L / (A_p \times T) \text{ em cm/s} \quad (5.3)$$

Sendo:

P_b = Permeabilidade em cm/s;

L = Volume de água entre os meniscos do cilindro em cm^3

A_p = Área do orifício inferior do permeâmetro pelo qual há o escoamento em cm^2 ;

T = Tempo em s.

Para que os resultados obtidos sejam considerados aceitáveis para concretos asfálticos drenantes, o valor de percolação deverá ser superior a 0,6 cm/s (AFNOR P 98-134, 199, *apud* MEURER FILHO, 2001).

5.4.4 – Ensaio de Deformação Permanente

A deformação permanente da mistura asfáltica gera o afundamento da superfície do pavimento, chamado de trilha-de-roda que é considerado um dos principais defeitos em revestimentos asfálticos. Quando o pavimento é submetido a um número elevado de ciclos com alto índice de repetição, esta deformidade apresenta-se de forma mais severa (MERIGHI, 2000, *apud* OLIVEIRA, 2003).

Por serem constituídos por misturas abertas, os concretos asfálticos drenantes apresentam riscos elevados de deformação permanente, dessa forma alguns países fazem ensaios para o controle da deformação permanente através do uso de simulador de tráfego (MEURER FILHO, 2001).

O Ensaio de Deformação Permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993) realiza-se em condições severas tendo como objetivo determinar a resistência das misturas asfálticas quanto ao afundamento do pavimento formando as trilhas de roda. Primeiramente confecciona-se em uma mesa compactadora (AFNOR NF P 98-250-2, 1991) com um pneu

placas de dimensões 180,0 mm (largura) x 500,0 mm (comprimento) x 50,0 mm (espessura).

Após o período de cura das placas, elas são colocadas na máquina de deformação permanente (simulador de tráfego) composta por um eixo simples.

Espera-se 12 horas antes do início dos ciclos com o simulador ligado, a temperatura no interior da câmara térmica deverá atingir 60°C sendo monitorada por um sensor térmico colocado no interior de uma das placas a serem ensaiadas e a pressão dos pneumáticos do eixo deverá ser de 6 bar.

Na realização do ensaio, o eixo pneumático testa um par de placas de mesma mistura, com igual teor de ligante a temperatura controlada de 60°C, percorrendo a superfície das mesmas a uma frequência de 1 Hz, aplicando uma carga vertical de $5000\text{N} \pm 50\text{N}$ e pressão de 4,92 bar para o eixo esquerdo e 4,93 bar para o direito.

São realizadas leituras a 0, 100, 300, 1000, 3000, 10000 e 30000 ciclos da superfície da placa em 15 pontos distribuídos (Figura 5.2). O cálculo da profundidade da deformação para cada placa é calculada pela média das profundidades medidas nesses pontos (QUINTERO, 2011).

Para que todos os valores quanto à deformação permanente das misturas sejam aceitáveis, a deformação terá que ser inferior a 10%.

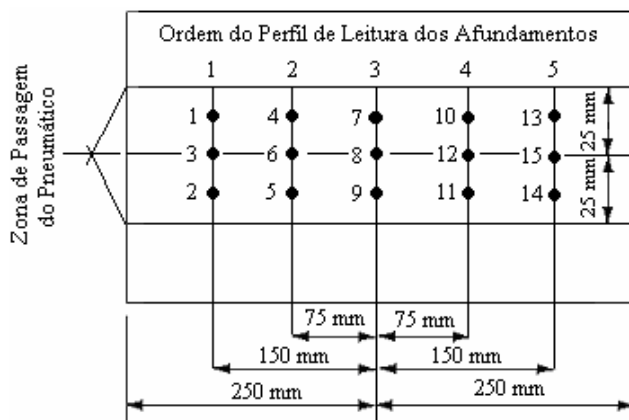


Figura 5.2 – Representação dos 15 pontos distribuídos nos quais realiza-se a leitura da deformação das placas (NF P 98-253-1, 1991, *apud* BARRA, 2009)

CAPÍTULO 6 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo encontra-se os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais constituintes das misturas, granulares e ligantes, o processo de modificação do ligante, todas as etapas de ensaios realizadas para determinar a curva granulométricas e os teores de ligante ideais para cada uma das misturas asfálticas pesquisadas, polímero SBS e borracha moída de pneus.

A escolha dos materiais e a formulação das misturas teve como objetivo obter uma mistura asfáltica que atendesse as características de um concreto asfáltico drenante por meio da sua percentagem de vazios e de sua permeabilidade e que resistisse a desagregação da mistura e a deformação permanente que origina a formação das trilhas de rodas.

6.1 – GRANULARES

Os granulares são de origem granítica, provenientes da Empresa Vogelsanger localizada em Arariú, no município catarinense de Palhoça (Figura 6.1). A seleção dos materiais para a realização das misturas são compostas de pedrisco e pó.



Figura 6.1 – Britagem granítica em Palhoça

Os resultados dos ensaios Los Angeles, Durabilidade (Figura 6.2) e Adesividade (Figura 6.3), juntamente com a denominação de suas respectivas normas e figuras estão apresentados na tabelas 6.1 e na tabela 6.2 encontram-se os resultados da realização do Ensaio de Densidade do granular.

Tabela 6.1 – Caracterização dos granulares

Ensaio	Norma	Limite	Resultado	Figura
Los Angeles	DNER-ME 035/98	Inferior a 40%	20,67%	
Durabilidade	DNER-ME 089/94	Inferior a 12%	1,22%	6.2
Índice de Forma	DNER-ME 086/94	Inferior a 3	1,36	
Adesividade	DNER-ME 078/94		1,00%	6.3

Tabela 6.2 – Densidade dos granulares

Peneira	Resultado
Passante na peneira 9,52 mm e retida na peneira 6,35 mm	2,80 g/cm ³
Passante na peneira 6,35 mm e retida na peneira 4,76 mm	2,78 g/cm ³
Passante na peneira 4,76 mm e retida na peneira 0,15 mm	2,715 g/cm ³
Passante na peneira 0,15 mm e retida na peneira 0,075 mm	2,69 g/cm ³
Passante na peneira 0,075 mm	2,665 g/cm ³



Figura 6.2 – Ensaio de Durabilidade com sulfato de sódio

Observa-se na figura 6.3 que foram testadas três amostras, a amostra 1, sem acréscimo de melhorador de adesividade, apresentou alto descolamento do ligante com o granular, a amostra 2, com acréscimo de 0,5% de melhorador de adesividade, apresentou pequeno descolamento e a amostra 3, com acréscimo de 1,0% de melhorador de adesividade, não apresentou nenhum descolamento por isso foi adotado para as misturas o acréscimo de 1,0% de melhorador de adesividade, no caso o Betudope da Ipiranga com a finalidade de melhorar a adesividade.



Figura 6.3 – Ensaio de Adesividade com e sem melhorador de adesividade

6.2 – LIGANTES

Foi empregado o CAP 30-45 fornecido pela Refinaria de Duque de Caxias (REDUC) e a fim de atender o objetivo da pesquisa, o ligante foi modificado na Empresa CBB Asfaltos, localizada em Curitiba – PR. O processo consiste em:

- Aquecer o moinho (Figura 6.4) que realizará a modificação por aproximadamente duas horas até atingir a temperatura de 110 °C;



Figura 6.4 – Moinho realizador a modificação

- Adicionar 10000 gramas de ligante asfáltico (Figura 6.5) e aquecê-lo até no máximo 185 °C;



Figura 6.5 - Ligante puro no moinho

- Adicionar os modificadores (Figura 6.6) aos poucos, a cada 10 minutos sob agitação, circulação e moagem durante duas horas na temperatura entre 175 °C e 185 °C. No caso do Polímero SBS, acrescentar 416,67 gramas pois ele modifica o ligante puro em 4% totalizando 10416,67 gramas e no caso da borracha moída de pneus, acrescentar 2500 gramas pois ela modifica o ligante puro em 20% totalizando 12500 gramas;



Figura 6.6 – Introdução do modificador no moinho

- Deixar moendo durante 4 horas;
 - Após essas 4 horas, verificar se o modificador foi totalmente diluído no ligante, se isso ocorreu pode-se então finalizar a moagem,

caso contrário ela deverá ser prolongada até a total diluição do modificador no ligante;

- No final do processo o ligante estará modificado (Figura 6.7).



Figura 6.7 – Ligante modificado

Os resultados dos ensaios de Penetração, Ponto de Amolecimento, Viscosidade Saybolt-Furol, Viscosidade Brookfield e Densidade do Ligante, juntamente com as suas respectivas normas e denominação das figuras estão apresentados na tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Caracterização dos ligantes

Ensaio	Norma	Polímero SBS	Borracha	Figura
Penetração	DNIT 155/2010 - ME	30×10^{-1} mm	30×10^{-1} mm	6.8
Ponto de Amolecimento	DNIT 131/2010 - ME	63 °C	67 °C	6.9
Viscosidade Saybolt-Furol	DNER-ME 004/94	170 °C	170 °C	6.10
Viscosidade Brookfield	NBR 15184: 2004 ASTM D 4402	170 °C	170 °C	6.13
Densidade	NBR 6296: 2004	1,040 g/cm ³	1,045 g/cm ³	



Figura 6.8 – Ensaio de Penetração

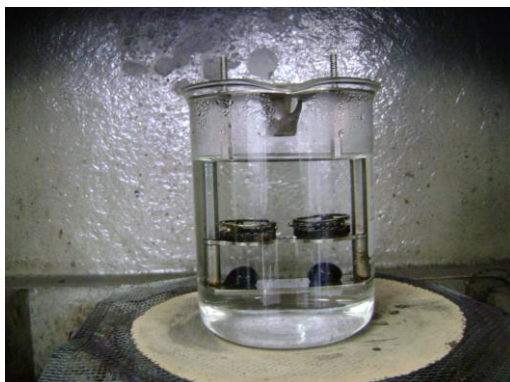


Figura 6.9 – Ensaio de Ponto de Amolecimento

No Ensaio de Viscosidade Saybolt-Furol (Figura 6.10), para ambos os ligantes, foram realizadas leituras para quatro temperaturas (155 °C, 167 °C, 173 °C e 195 °C).



Figura 6.10 – Ensaio de Viscosidade Saybolt-Furol

Após o ensaio foi constatado que a temperatura para a mistura de cada um dos ligantes ultrapassava os 180 °C, por tratar-se de uma temperatura muito alta que poderia provocar a perda da parte nobre do ligante, resolveu-se então adotar tanto para o polímero SBS quanto para a borracha moída de pneus, temperatura de 170 °C para a realização das misturas e de 160 °C para compactação.

As curvas viscosidade-temperatura estão representadas na figuras 6.11 (polímero SBS) e 6.12 (borracha moída de pneus).

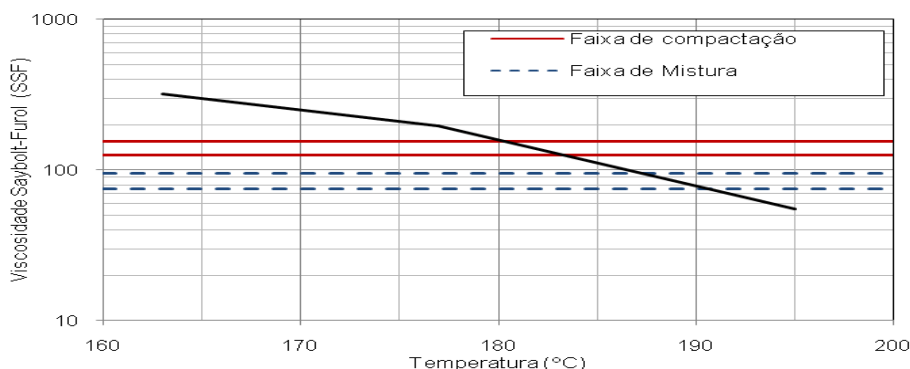


Figura 6.11 – Curva viscosidade-temperatura do Ensaio de Viscosidade Saybolt- Furol do polímero SBS

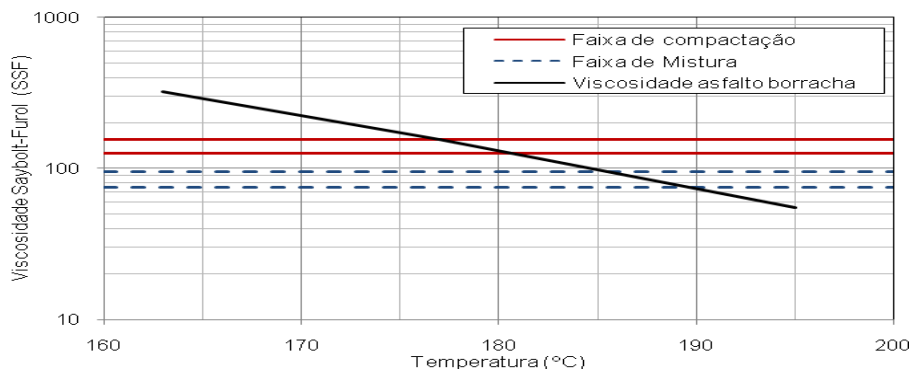


Figura 6.12 – Curva viscosidade-temperatura do Ensaio de Viscosidade Saybolt-Furol do asfalto borracha

No Ensaio de Viscosidade Brookfield (Figura 6.13), para ambos os ligantes, foram realizadas leituras para cinco temperaturas (149 °C, 163 °C, 177 °C, 195 °C e 204 °C).



Figura 6.13 – Ensaio de Viscosidade Brookfield

Após o ensaio também foi constatado para ambos os ligantes que a temperatura ultrapassava os 180 °C portanto, da mesma maneira que ocorreu no Ensaio de Viscosidade Saybolt-Furol, resolveu-se adotar tanto para o polímero SBS quanto para a borracha moída de pneus, temperatura de 170 °C para as misturas e de 160 °C para compactação.

As curvas viscosidade-temperatura estão representadas na figuras 6.14 (polímero SBS) e 6.15 (borracha moída de pneus).

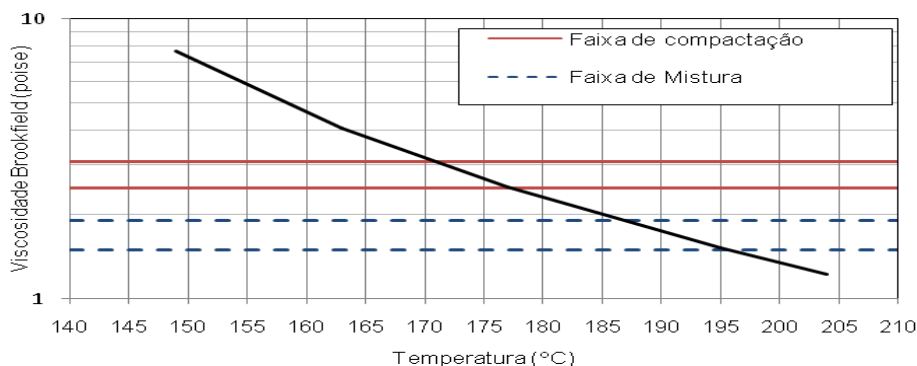


Figura 6.14 – Curva viscosidade-temperatura do Ensaio de Viscosidade Brookfield do polímero SBS

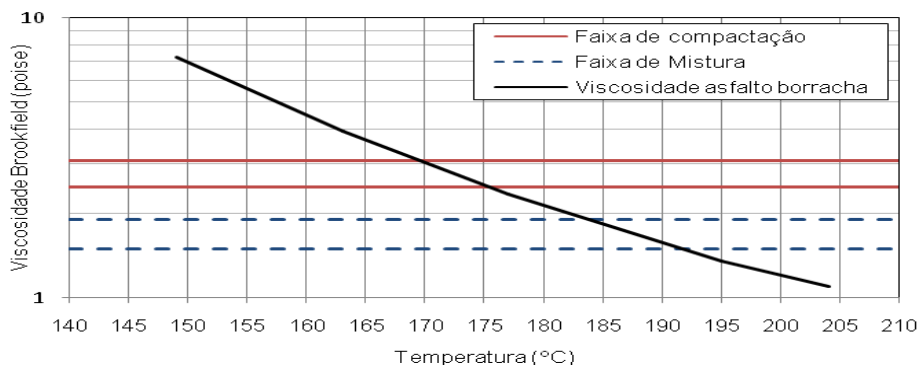


Figura 6.15 – Curva viscosidade-temperatura do Ensaio de Viscosidade Brookfield do asfalto borracha

6.3 – PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS

Para encontrar qual das duas misturas apresentam melhor comportamento quanto aos parâmetros da desagregação, permeabilidade e deformação permanente, tanto na condição sem ciclagem quanto na condição com ciclagem, foi necessária a realização de quatro etapas de ensaios por meio de 376 corpos de prova cilíndricos compactados na Compactadora Marshall e testados no tambor Los Angeles, além do ensaio das oito placas compactadas na mesa compactadora LPC a fim de realizar os ensaios de Permeabilidade e de Deformação Permanente.

Antes da realização dos Ensaio Cântabro e Marshall, sempre determinou-se primeiramente, 14 dias depois da confecção dos corpos de provas, o volume de vazios dos mesmos pois havia a necessidade de ter certeza de que tratava-se de misturas drenantes, para isso o volume de vazios de todos eles deveria ser obrigatoriamente superior a 20%, só assim então poderia dar-se continuidade aos ensaios.

Metade dos corpos de prova e das placas foram ensaiados na condição sem ciclagem e a outra metade com ciclagem e metade dos corpos de prova e das placas foram de polímero SBS e a outra metade de asfalto borracha.

Depois da realização das quatro etapas de ensaios nas quais foram testadas quatro curvas granulométricas e dez teores de ligante, encontrou-se o teor de ligante ideal para cada mistura, teores esses cujos corpos de prova deveriam apresentar 100% de aproveitamento no Ensaio Cântabro, isto é, desagregação inferior a 25% para que, somente após isso, pudesse haver a realização das placas. Após serem confeccionadas e compactadas, também esperou-se 14 dias para a determinação do teor de vazios de cada uma, que também obrigatoriamente deveria ser superior a 20%. Depois desse processo realizou-se o Ensaio de Permeabilidade no qual todas as placas deveriam apresentar velocidade de escoamento acima de 0,6 cm/s pois é outra condição de tratar-se de misturas drenantes. Somente depois dessa constatação, pode-se então finalmente realizar o Ensaio de Deformação Permanente no qual as placas ensaiadas deveriam apresentar deformação inferior a 10%.

6.3.1 – Primeira etapa de ensaios

O fluxograma abaixo (Figura 6.16) representa esquematicamente a realização dessa etapa de ensaios.

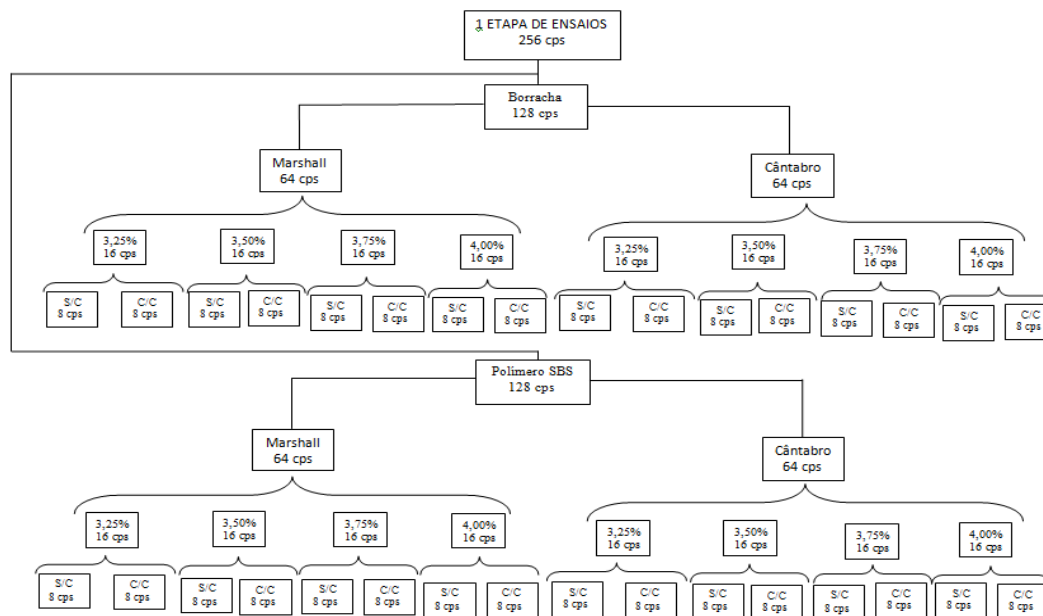


Figura 6.16 – Demonstração esquemática da primeira etapa de ensaios

A figura 6.17 ilustra os corpos de prova ensaiados na primeira etapa. Acima estão os corpos de prova de polímero SBS e abaixo os de asfalto borracha.



Figura 6.17 – Corpos de prova da primeira etapa de ensaios

Para a realização da primeira etapa de ensaios foram utilizados como teores de ligante, 3,25%, 3,50%, 3,75% e 4,0%.

O processo de ciclagem dessa etapa consistiu em três ciclos alternados de imersão na água em tanques e de secagem em estufa. Cada ciclo teve a duração de 2 dias, sendo 24 horas para imersão e as outras 24 horas para secagem sempre a temperatura de 60 °C.

6.3.1.1 – Curva Granulométrica

Foi adotada como curva granulométrica (Figura 6.18) a primeira curva da segunda etapa de ensaios da pesquisa de Meurer Filho.

Ela caracterizava-se por utilizar as peneiras 6,35 mm, 4,76 mm e retida e passante na 0,075 mm, possuir 7,71% de finos (passantes nas peneiras 0,15 mm e 0,075 mm), dimensão máxima de 9,52 mm e brecha 0/4. Essa curva granulométrica foi utilizada pois na pesquisa de Meurer Filho, ela atendeu as condições de tratar-se de uma mistura drenante, isto é, possuir volume de vazios acima de 20% e permeabilidade com velocidade de escoamento superior a 0,6 cm/s, além de apresentar desagregação inferior a 25% e Deformação Permanente inferior a 10%, limites esses necessários para que as misturas drenantes possam oferecer conforto, economia e segurança aos usuários.

A primeira etapa de ensaios dos estudos de Meurer Filho (2001) foi descartada porque embora possuísse baixas perdas no Ensaio Cântabro, as suas percentagens de vazios eram inferiores a 20% portanto, não tratava-se de misturas drenantes.

A segunda etapa de ensaios atendeu todos os limites necessários, ou seja, volume de vazios acima de 20%, desagregação inferior a 25%, velocidade de escoamento superior a 0,6 cm/s e deformação permanente abaixo de 10%.

A sua terceira etapa de ensaios também foi descartada, não devido a percentagem de vazios pois sempre apresentou valores superiores a 20% e sim devido a deformação permanente e a desagregação pois respectivamente apresentaram valores acima de 10% e 25%.

Faltou então verificar que dimensão máxima da sua segunda etapa de ensaios, 9,5mm ou 12,5mm ou 19,1mm, apresentaria melhores condições para a realização de ambas as misturas. Entre as três dimensões escolheu-se a curva com dimensão máxima de 9,5mm porque embora o volume de vazios e a velocidade de escoamento da água terem sido menores do que em comparação às outras duas dimensões e a sua deformação permanente ter sido maior do que em comparação a da dimensão máxima de 19,1mm, ela além de atender satisfatoriamente todos os valores estabelecidos em norma para cada propriedade, possui menor desgaste em relação às outras duas dimensões sem falar que, embora não seja o foco da pesquisa, ela aumenta a redução de ruídos o que atualmente é motivo de preocupação para os usuários das rodovias e dos moradores próximos a elas.

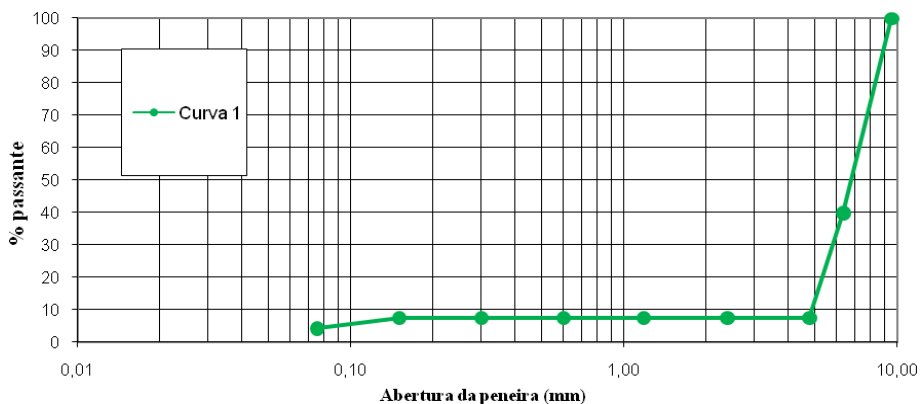


Figura 6.18 – Curva granulométrica adotada na primeira etapa de ensaios (MEURER FILHO, 2001)

Sua composição granulométrica está representada na tabela 6.4:

Tabela 6.4: Composição da curva granulométrica da primeira etapa de ensaios

Abertura (mm)	Retida (%)	Acumulada (%)	Passante (%)
9,52	0,00	0,00	100
6,35	61,46	61,46	38,54
4,76	30,83	92,29	7,71
2,38	0,00	92,29	7,71
1,18	0,00	92,29	7,71
0,60	0,00	92,29	7,71
0,30	0,00	92,29	7,71
0,15	0,00	92,29	7,71
0,075	3,35	95,64	4,36
Fundo	4,36	100	0,00

6.3.1.2 – Volume de vazios

Conforme já foi mencionado anteriormente, uma mistura para ser drenante tem que possuir mais de 20% de volume de vazios portanto, o resultado encontra-se demonstrado nas figuras 6.19 (polímero SBS) e 6.20 (asfalto borracha).

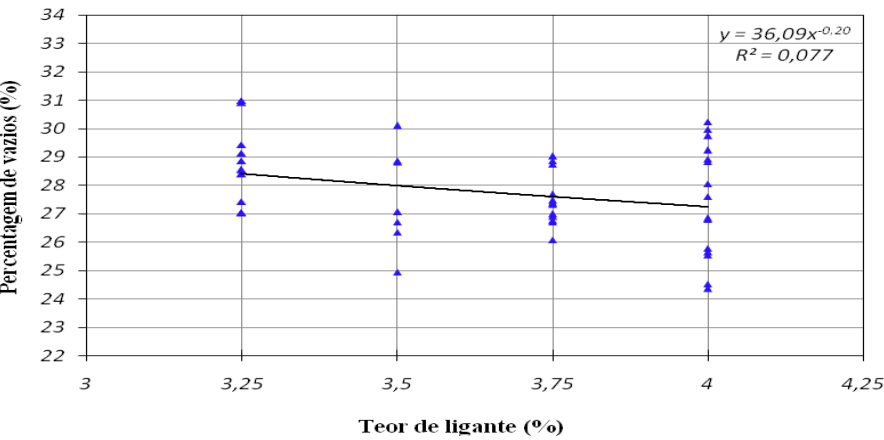


Figura 6.19 – Volume de vazios dos corpos de prova de polímero SBS da primeira etapa de ensaios

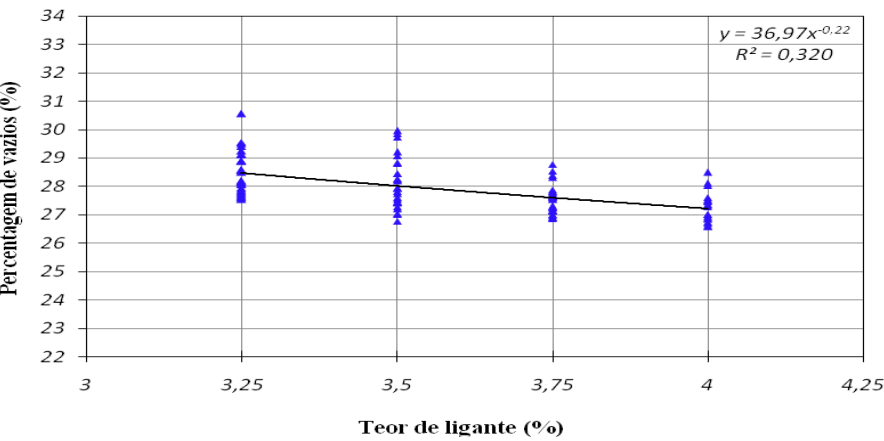


Figura 6.20 – Volume de vazios dos corpos de prova de asfalto borracha da primeira etapa de ensaios

6.3.1.3 – Ensaio Cântabro

Para a realização desse ensaio (Figuras 6.21, 6.22, 6.23 e 6.24), foram reservados 128 corpos de prova, 64 para cada mistura e 64 para cada condição de ciclagem.

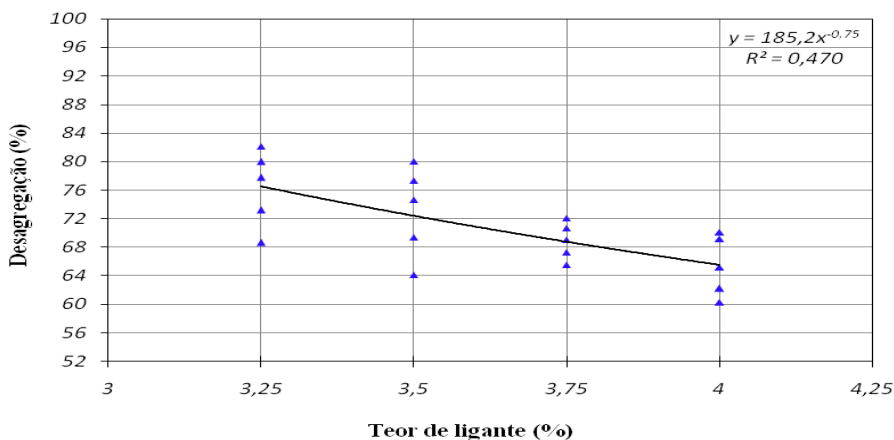


Figura 6.21 – Desagregação dos corpos de prova de polímero SBS sem ciclagem da primeira etapa de ensaios

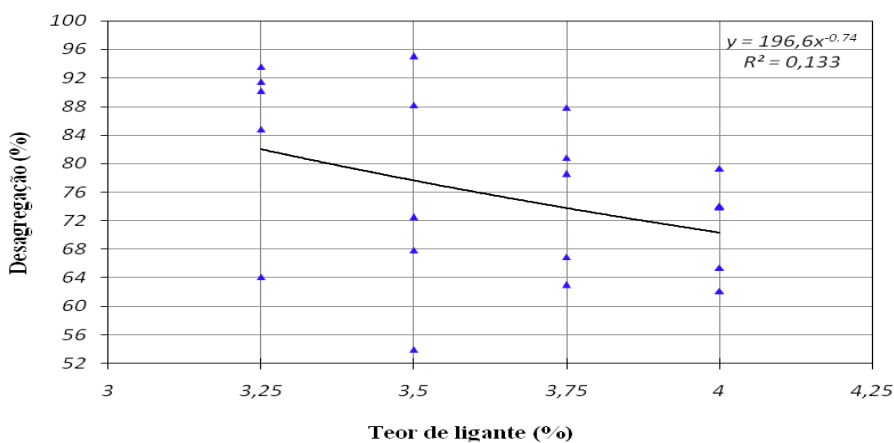


Figura 6.22 – Desagregação dos corpos de prova de polímero SBS com ciclagem da primeira etapa de ensaios

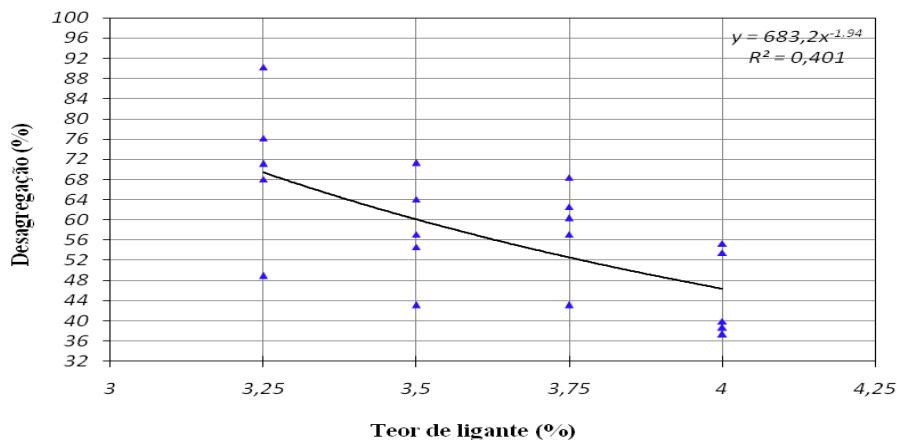


Figura 6.23 – Desagregação dos corpos de prova de asfalto borracha sem ciclagem da primeira etapa de ensaios

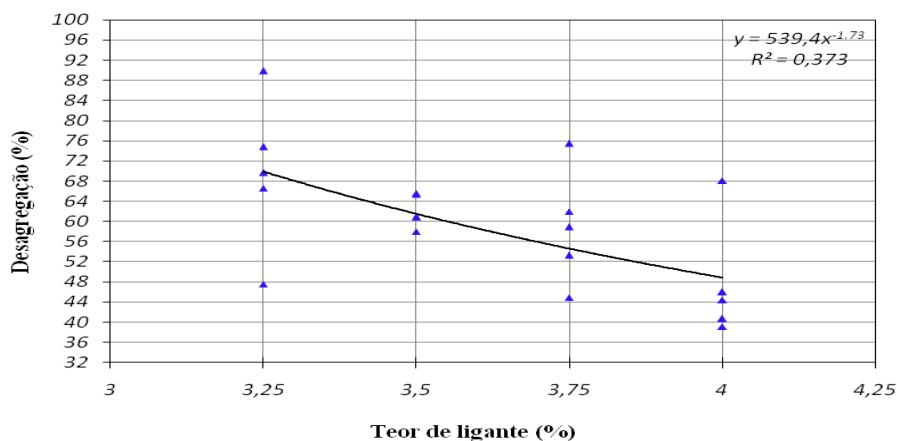


Figura 6.24 – Desagregação dos corpos de prova de asfalto borracha com ciclagem da primeira etapa de ensaios

6.3.2 - Segunda etapa de ensaios

Ao realizar o Ensaio Cântabro da primeira etapa de ensaios, constatou-se nas figuras 6.21, 6.22, 6.23 e 6.24 que as perdas dos corpos de prova variaram entre 37 % e 95 %, isto é, valores muito superiores ao limite admissível, por isso decidiu-se não realizar o Ensaio Marshall.

Resolveu-se testar no Ensaio Cântabro além da curva original (curva 1), mais três curvas granulométricas (curvas 2, 3 e 4) (Figura 6.25) e controlar mais severamente a temperatura por achar que o motivo de tamanha desagregação poderia ter sido falta de compatibilização da curva granulométrica adotada anteriormente com as misturas ou algum problema quanto ao controle da temperatura. Assim sendo, foram ensaiados três corpos de prova para cada curva, utilizando polímero SBS com teor de 4,0% na condição sem ciclagem.

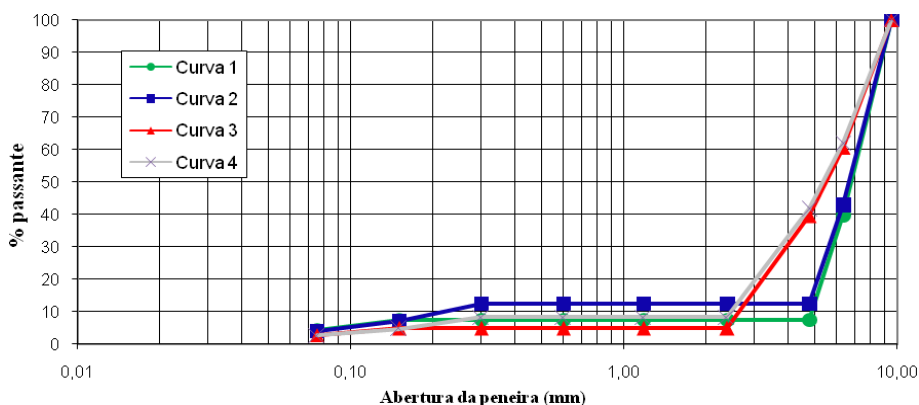


Figura 6.25 – Curvas granulométricas testadas na segunda etapa de ensaios

A tabela 6.5 apresenta os resultados das curvas testadas.

Tabela 6.5 – Resultados das curvas granulométricas testadas

	Curva 1	Curva 2	Curva 3	Curva 4
D _{máx}	9,52 mm	9,52 mm	9,52 mm	9,52 mm
Brecha	0/4	0/3	0/3	0/2
Finos	7,71%	12,50%	4,94%	8,33%
Volume de vazios	29,20%	25,67%	29,38%	27,33%
Desgaste	22,99%	15,85%	23,86%	17,18%

As tabelas 6.6, 6.7 e 6.8 representam a composição granulométrica das curvas 2, 3 e 4 respectivamente.

Tabela 6.6: Composição da segunda curva granulométrica

Abertura (mm)	Retida (%)	Acumulada (%)	Passante (%)
9,52	0,00	0,00	100
6,35	56,93	56,93	43,07
4,76	30,56	87,49	12,51
2,38	0,00	87,49	12,51
1,18	0,00	87,49	12,51
0,60	0,00	87,49	12,51
0,30	0,00	87,49	12,51
0,15	5,36	92,86	7,14
0,075	3,06	95,92	4,08
Fundo	4,08	100	0,00

Tabela 6.7: Composição da terceira curva granulométrica

Abertura (mm)	Retida (%)	Acumulada (%)	Passante (%)
9,52	0,00	0,00	100
6,35	39,37	39,37	60,63
4,76	21,13	60,50	39,50
2,38	34,56	95,06	4,94
1,18	0,00	95,06	4,94
0,60	0,00	95,06	4,94
0,30	0,00	95,06	4,94
0,15	0,00	95,06	4,94
0,075	2,12	97,18	2,82
Fundo	2,82	100	0,00

Tabela 6.8: Composição da quarta curva granulométrica

Abertura (mm)	Retida (%)	Acumulada (%)	Passante (%)
9,52	0,00	0,00	100
6,35	37,96	37,96	62,04
4,76	20,38	58,33	41,67
2,38	33,33	91,66	8,34
1,18	0,00	91,66	8,34
0,60	0,00	91,66	8,34
0,30	0,00	91,66	8,34
0,15	3,57	95,24	4,76
0,075	2,04	97,28	2,72
Fundo	2,72	100	0,00

A figura 6.26 ilustra os corpos de prova da segunda etapa de ensaios antes da realização do Ensaio Cântabro e a figura 6.27 os mesmos corpos de prova, porém depois da realização do ensaio. Os corpos de prova das curvas 1, 2, 3 e 4 encontram-se na sequência de cima para baixo.



Figura 6.26 – Corpos de prova da segunda etapa de ensaios antes da realização do Ensaio Cântabro



Figura 6.27 – Corpos de prova da segunda etapa de ensaios após a realização do Ensaio Cântabro

6.3.2.1 – Volume de Vazios

Mas antes, como sempre foi feito nessa pesquisa, depois de 14 dias da confecção dos corpos de prova é que verificou-se o volume de vazios dos mesmos (Figura 6.28) para certificar-se de que se tratava-se de misturas drenantes.

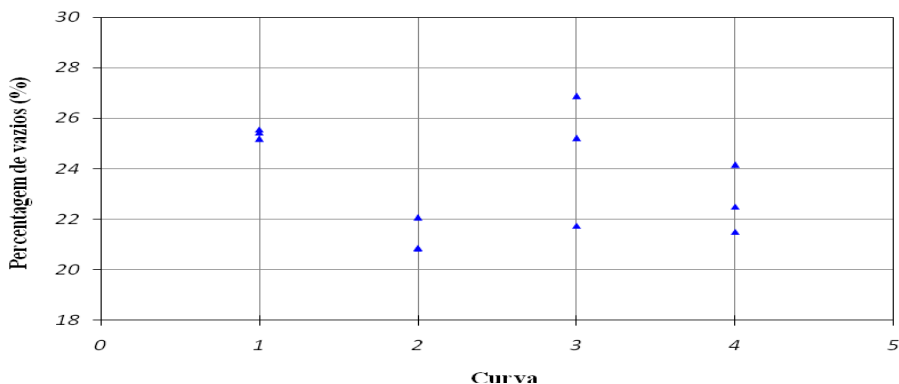


Figura 6.28 – Volume de vazios dos corpos de prova das quatro curvas granulométricas

6.3.2 – Ensaio Cântabro

Com essa determinação pode-se então realizar o Ensaio Cântabro dos doze corpos de prova (Figura 6.29).

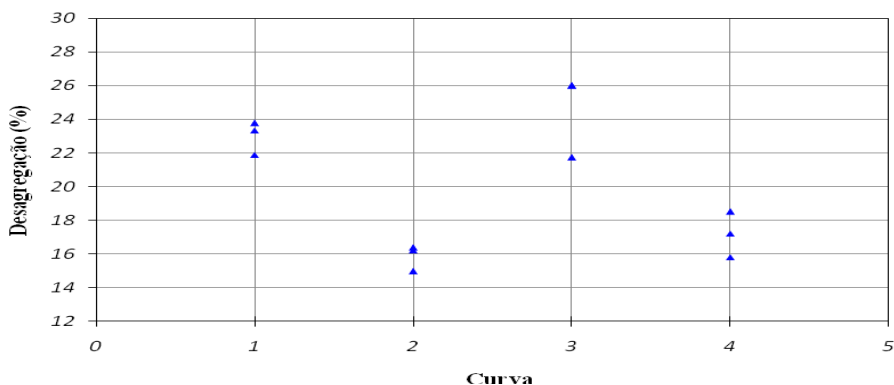


Figura 6.29 – Desagregação dos corpos de prova das quatro curvas granulométricas

6.3.3 – Terceira etapa de ensaios

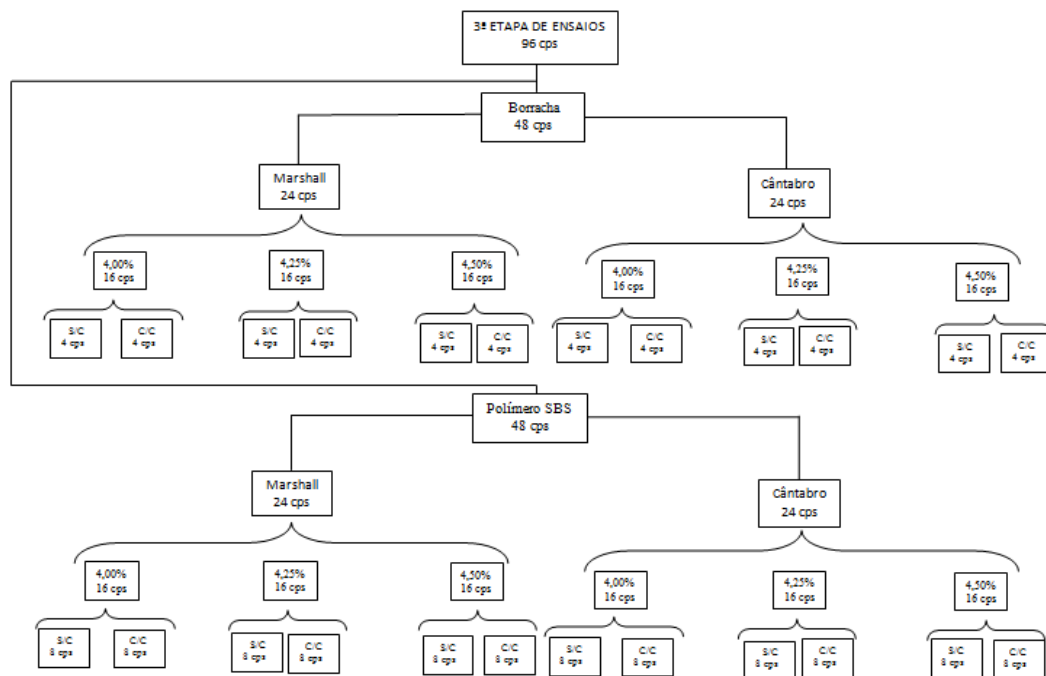


Figura 30 – Demonstração esquemática da terceira etapa de ensaios

A figura 6.30 representa esquematicamente a realização dos ensaios da terceira etapa de ensaios.

Achou-se também que os baixos teores de ligante poderiam ter sido motivo do insucesso da primeira etapa de ensaios por isso, resolveu-se adotar teores mais elevados. Na segunda etapa de ensaios, observou-se que os resultados tanto para o volume de vazios quanto para a desagregação foram satisfatórios. Como naquela etapa o teor de ligante adotado foi 4,0%, resolveu-se realizar essa etapa utilizando os teores 4,0%, 4,25% e 4,50%.

As figuras 6.31 e 6.32 ilustram respectivamente, os corpos de prova de polímero SBS e asfalto borracha ensaiados na terceira etapa.



Figura 6.31 – Corpos de prova de polímero SBS da terceira etapa de ensaios



+

Figura 6.32 – Corpos de prova de asfalto borracha da terceira etapa de ensaios

Nessa etapa de ensaios o processo de ciclagem também consistiu em três ciclos alternados de imersão na água em tanques e de secagem em estufa, porém dessa vez cada ciclo teve a duração de 16 horas, sendo 8 horas para imersão e as outras 8 horas para secagem sempre a temperatura de 40 °C. A mudança dessa etapa em relação à primeira deveu-se pelo fato do primeiro processo de ciclagem ter sido muito agressivo aos corpos de prova pois muitos deles romperam-se no final da ciclagem. Constatou-se que por ser uma mistura drenante que tem como característica ser muito aberta, a duração de 6 dias no total, a 60°C tanto na imersão quanto na secagem, exigiu muito dos corpos de prova fazendo com eles viessem a romper.

6.3.3.1 - Curva-granulométrica

A curva granulométrica adotada para essa etapa de ensaios foi a curva 2 (Figura 6.33) ensaiada na segunda etapa pois foi com essa curva que os corpos de prova naquela etapa ensaiados apresentaram menor desagregação.

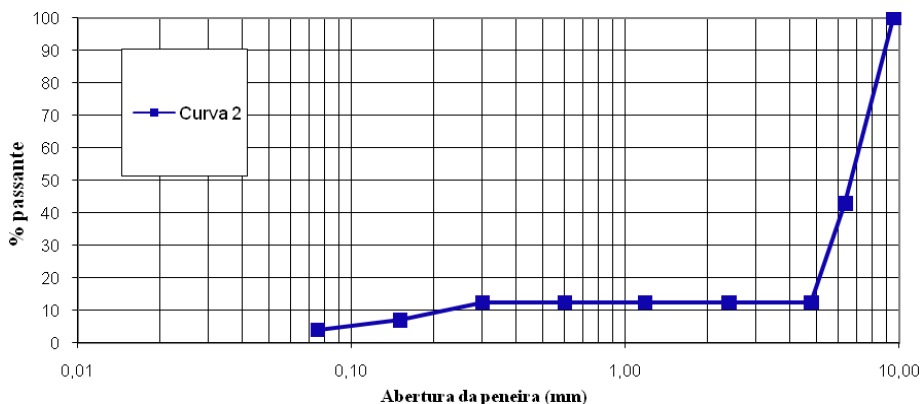


Figura 6.33 – Curva granulométrica utilizada na terceira etapa de ensaios

6.3.3.2 – Volume de vazios

Como sempre deve ser feito antes de ensaiar os corpos de prova, temos que verificar se realmente trata-se ou não de misturas drenantes, determinou-se então o volume de vazios para o polímero SBS (Figura 6.34) e para o asfalto borracha (Figura 6.35).

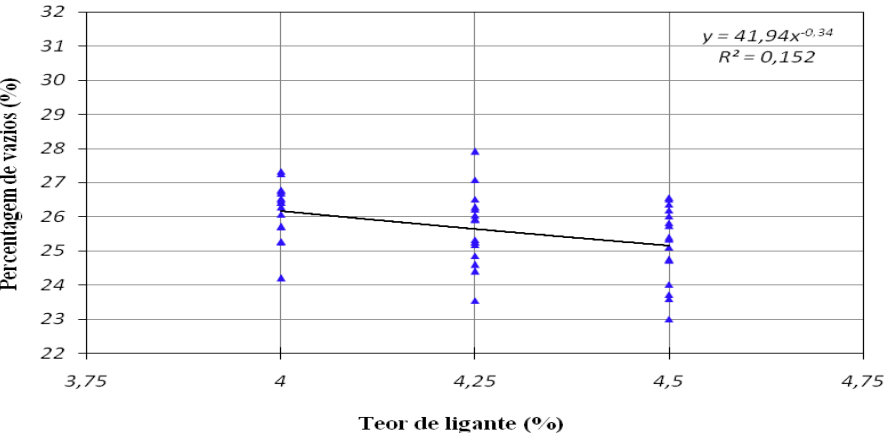


Figura 6.34 – Volume de vazios dos corpos de prova de polímero SBS da terceira etapa de ensaios

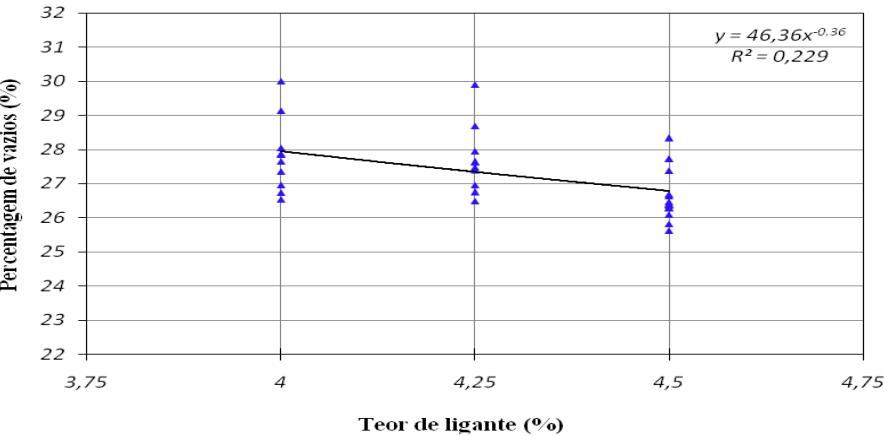


Figura 6.35 – Volume de vazios dos corpos de prova de asfalto borracha da terceira etapa de ensaios

6.3.3.3 – Ensaio Cântabro

Todos os corpos de prova atenderam a condição de serem misturas drenantes, isto é, apresentaram volume de vazios acima de 20%, sendo assim pode então realizar o Ensaio Cântabro (Figuras 6.36, 6.37, 6.38 e 6.39).

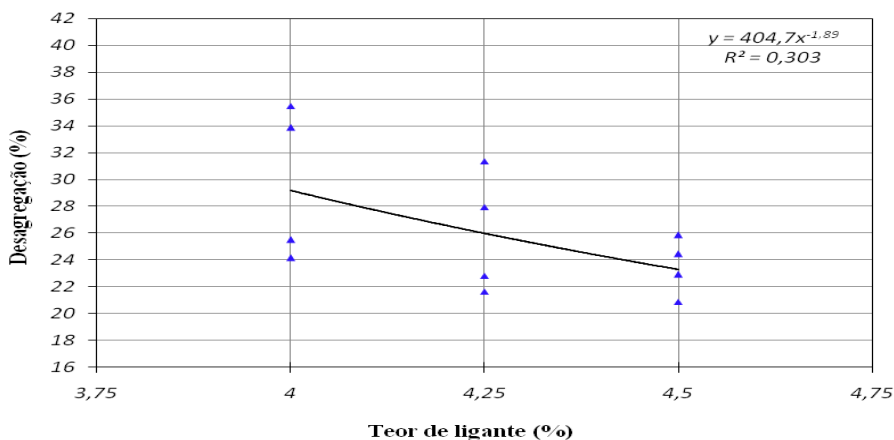


Figura 6.36 – Desagregação dos corpos de prova de polímero SBS sem ciclagem da terceira etapa de ensaios

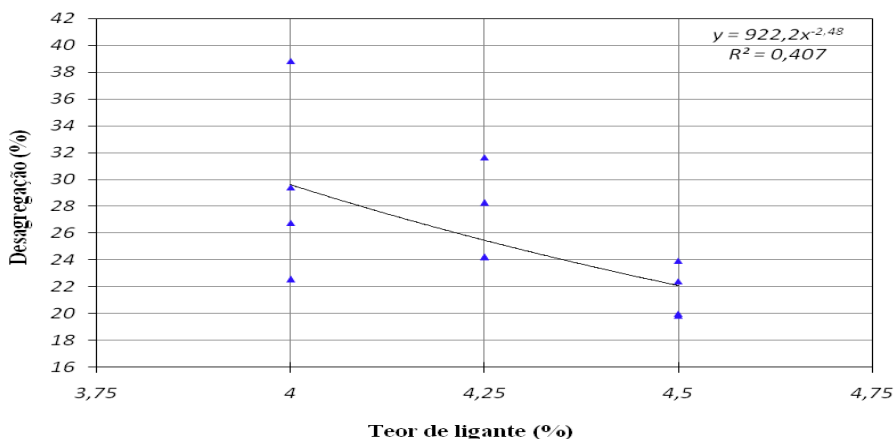


Figura 6.37 – Desagregação dos corpos de prova de polímero SBS com ciclagem da terceira etapa de ensaios

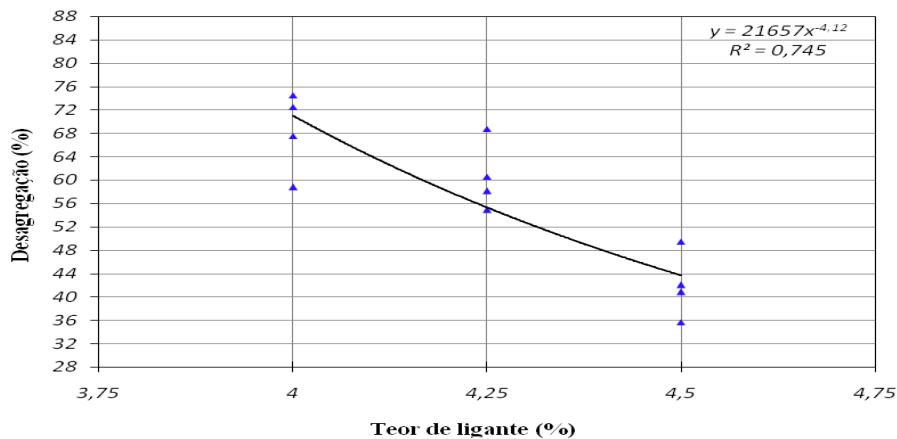


Figura 6.38 – Desagregação dos corpos de prova de asfalto borracha sem ciclagem da terceira etapa de ensaios

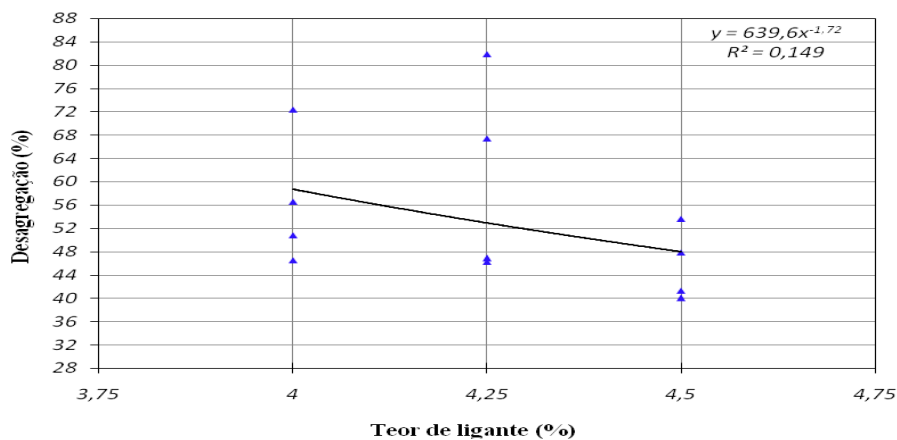


Figura 6.39 – Desagregação dos corpos de prova de asfalto borracha com ciclagem da terceira etapa de ensaios

6.3.4 - Quarta etapa de ensaios

Ao realizar o Ensaio Cântabro da terceira etapa de ensaios, notou-se que para ambas as misturas, nenhum dos teores de ligante apresentou 100% de aproveitamento em tal ensaio, por isso decidiu-se novamente não realizar o Ensaio Marshall e, pelo mesmo motivo, houve a necessidade da realização de uma nova etapa de ensaios.

Como a curva granulométrica já estava aprovada segundo a segunda etapa de ensaios no qual ela apresentou baixos valores de desgaste, decidiu-se dessa vez testar novos teores de ligante.

Levando em consideração que um alto teor de ligante pode vir a trazer problemas quanto à deformação permanente, decidiu-se não testar teores tão altos.

Como a maioria dos corpos de prova de polímero SBS na etapa anterior tiveram perda inferior a 25%, tanto que apenas um corpo de prova de 4,50% de teor de ligante foi reprovado, testou-se então a princípio apenas com teor de ligante de 4,75%. Já para o asfalto borraça, como todos os corpos de prova testados tiveram perda superior a 25%, resolveu-se testar teores mais altos, no caso 5,00%, 5,25% e 5,50%.

Nas figuras 6.40 e 6.41 estão todos os corpos de prova realizados na condição sem ciclagem antes da realização do Ensaio Cântabro, sendo que na figura 6.40 são os corpos de prova de polímero SBS com 4,75% de teor de ligante e na figura 6.41 os corpos de prova de asfalto borraça, com teores de ligante de 5,00%, 5,25% e 5,50%, na sequência de cima para baixo.



Figura 6.40 – Corpos de prova de polímero SBS da quarta etapa de ensaios antes da realização do Ensaio Cântabro



Figura 6.41 – Corpos de prova de asfalto borraça da quarta etapa de ensaios antes da realização do Ensaio Cântabro

Nas figuras 6.42 e 6.43 estão ilustrados os mesmos corpos de prova após terem sido testados no Ensaio Cântabro.



Figura 6.42 – Corpos de prova de polímero SBS da quarta etapa de ensaios após a realização do Ensaio Cântabro



Figura 6.43 – Corpos de prova de asfalto borracha da quarta etapa de ensaios após a realização do Ensaio Cântabro

6.3.4.1 - Curva-granulométrica

A figura ilustra a curva granulométrica utilizada para a terceira etapa de ensaios.

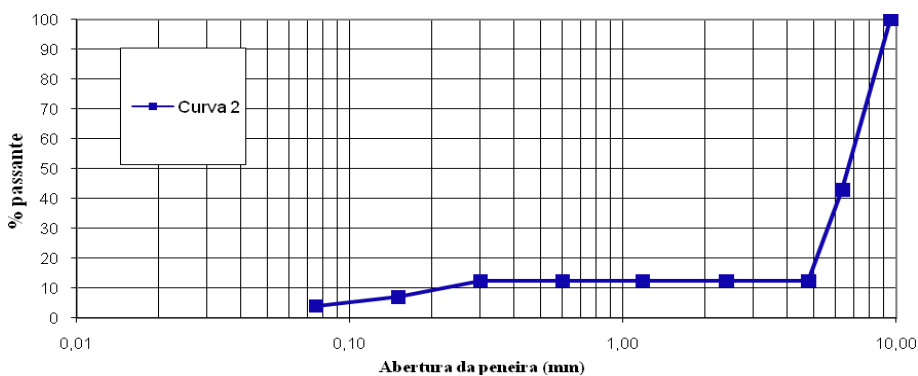


Figura 6.44 – Curva granulométrica utilizada na quarta etapa de ensaios

6.3.4.2 – Volume de Vazios

De forma corriqueira, antes da realização do Ensaio Cântabro, verificou-se se as misturas eram ou não drenantes através da determinação da percentagem de vazios de cada corpo de prova de polímero SBS (Figura 6.45) e de asfalto borracha (Figura 6.46).

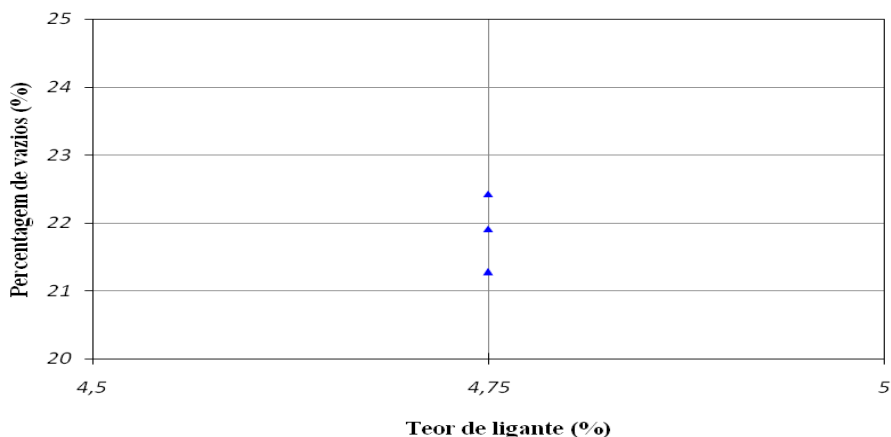


Figura 6.45 – Volume de vazios dos corpos de prova de polímero SBS da quarta etapa de ensaios

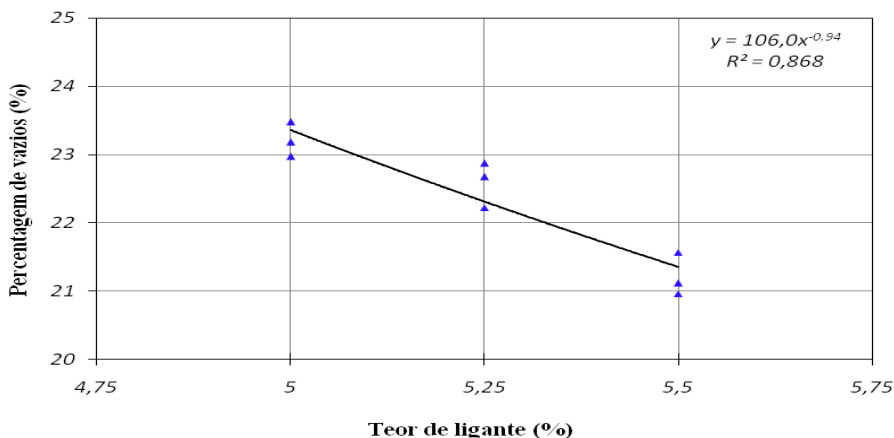


Figura 6.46 – Volume de vazios dos corpos de prova de asfalto borracha da quarta etapa de ensaios

6.3.4.3 – Ensaio Cântabro

Como todos os corpos de prova atenderam a condição de serem misturas drenantes, por conseguinte foi possível realizar o Ensaio Cântabro. A figura 6.47 é referente aos corpos de prova de polímero SBS que traz o resultado não somente da desagregação do teor 4,75%, mas também dos teores 4,00%, 4,25% e 4,50% e a figura 6.48 é referente aos corpos de prova de asfalto borracha cujos teores de ligante testados foram 5,00%, 5,25% e 5,50%.

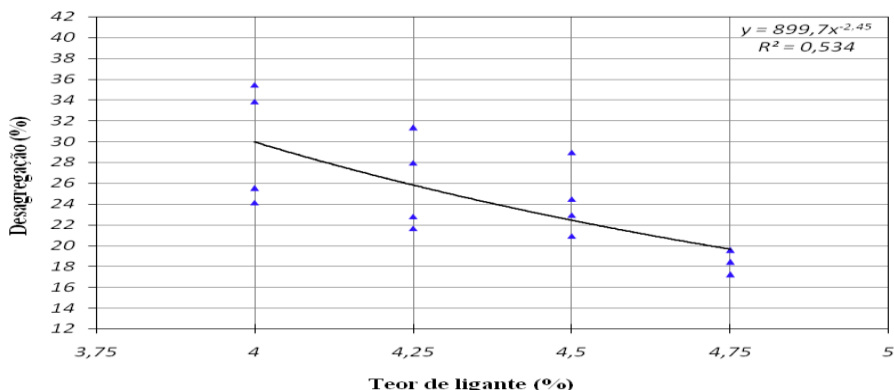


Figura 6.47 – Desagregação dos corpos de prova de polímero SBS da quarta etapa de ensaios

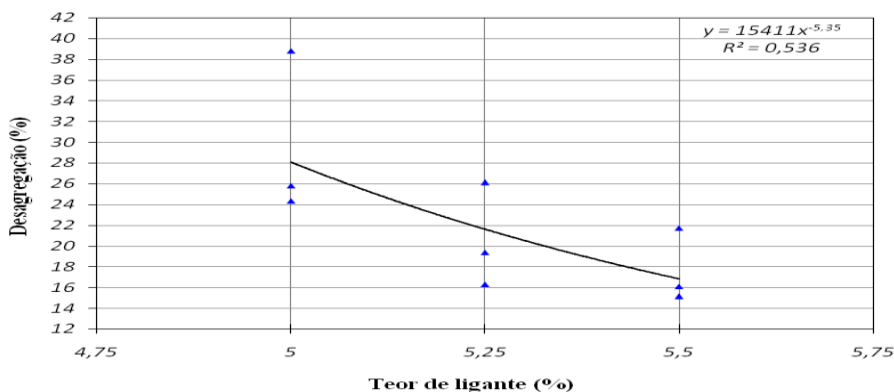


Figura 6.48 – Desagregação dos corpos de prova de asfalto borracha da quarta etapa de ensaios

6.3.5 – Ensaios das placas

De acordo com os ensaios realizados na quarta etapa cujo resultado está representado nas figuras 6.47 e 6.48, percebe-se que deve-se utilizar 4,75% de teor de ligante para o polímero SBS e 5,50% para o asfalto borracha pois somente a partir desses teores é que 100% dos corpos de prova de ambas as misturas apresentaram desgaste inferior a 25% onde o polímero SBS variou entre 17% e 20% e asfalto borracha entre 15% e 22%.

Sugere-se não adotar teores de ligante mais altos pois quanto maior é o teor, maior é a deformação permanente.

Para a confecção e compactação das placas foi seguido a Norma Francesa NF P 98-250-2.

6.3.5.1 – Curva granulométrica

Para a realização das misturas, os agregados obedeceram a curva granulométrica (Figura 6.49) escolhida na segunda etapa de ensaios (Curva 2) e que foi utilizada também na terceira e quarta etapas.

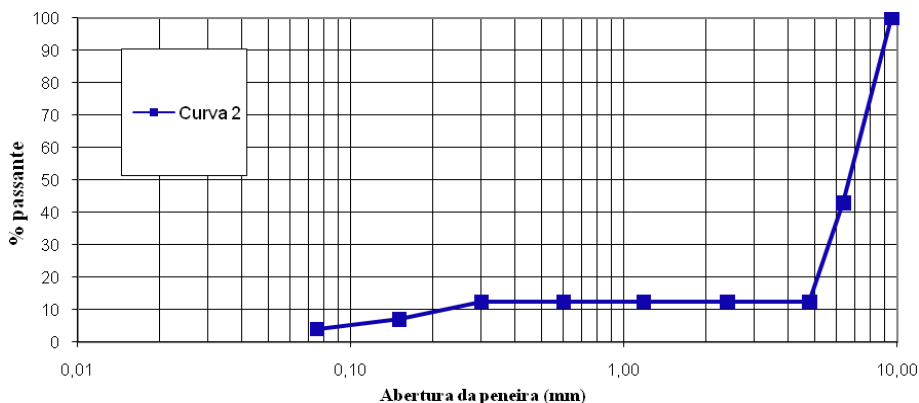


Figura 6.49 – Curva granulométrica utilizada na realização das placas

Os agregados são colocados na misturadora, logo após recebem o acréscimo do ligante e ambos são misturados (Figura 6.50) até a mistura estiver homogênea.



Figura 6.50 – Mistura do material

Logo após, ela é colocada na estufa a temperatura de compactação durante duas horas e depois são compactadas na mesa compactadora LPC segundo a Norma NF P 98-253-1 (Figura 6.51).



Figura 6.51 – Compactação das placas na Mesa Compactadora LPC

Nesta pesquisa foram compactadas oito placas, quatro de cada mistura. As placas de 1 a 4 são de polímero SBS (Figura 6.52) e as de 5 a 8 (Figura 6.53) são de asfalto borracha sendo que as placas 1, 3, 5 e 7 foram ensaiadas na condição sem ciclagem e as placas 2, 4, 6 e 8 na condição com ciclagem.

A única diferença no processo de ciclagem das placas em relação aos corpos de prova da terceira etapa de ensaios consistiu no fato de que tanto a imersão quanto a secagem foram realizadas em estufa.

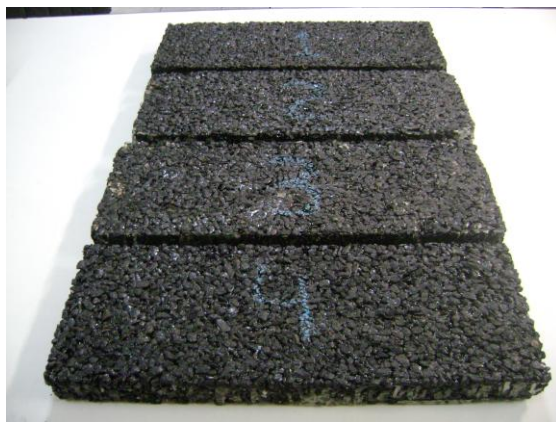


Figura 6.52 – Placas de polímero SBS antes de serem ensaiadas

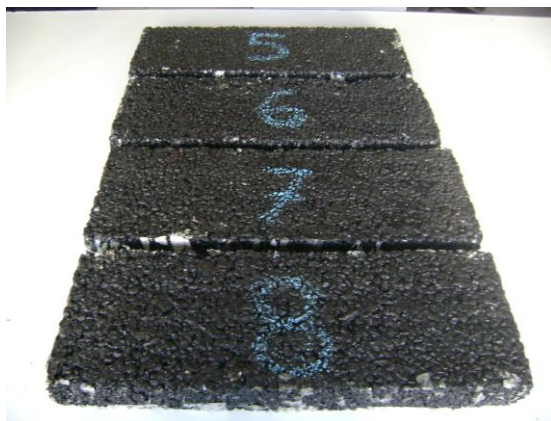


Figura 6.53 – Placas de asfalto borracha antes de serem ensaiadas

6.3.5.2 – Volume de vazios

Também realizou-se com as placas a determinação do volume de vazios tanto para as placas de polímero SBS (Figura 6.54) quanto para as placas de asfalto borracha (Figura 6.55).

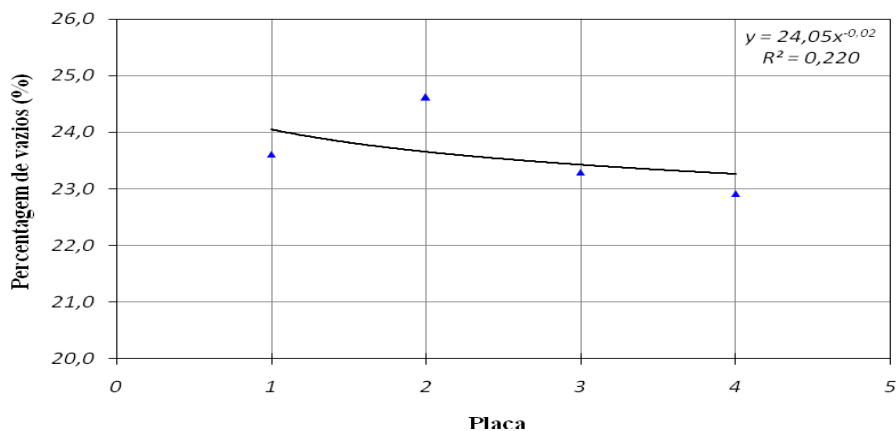


Figura 6.54 – Volume de vazios das placas de polímero SBS

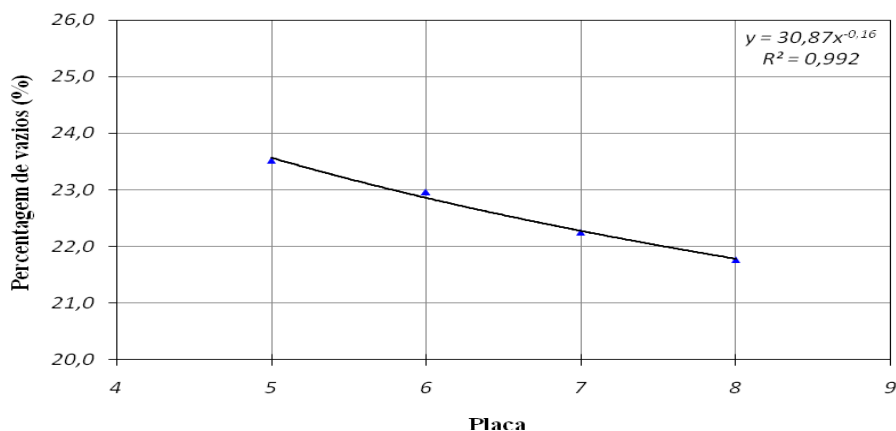


Figura 6.55 – Volume de vazios das placas de asfalto borracha

6.3.5.2 – Ensaio de Permeabilidade

A permeabilidade das oito placas foi determinada colocando o tubo de acrílico sobre todas elas e cronometrando em três pontos de cada uma o tempo que a água levou percorrer do menisco superior ao inferior (Figura 6.56).

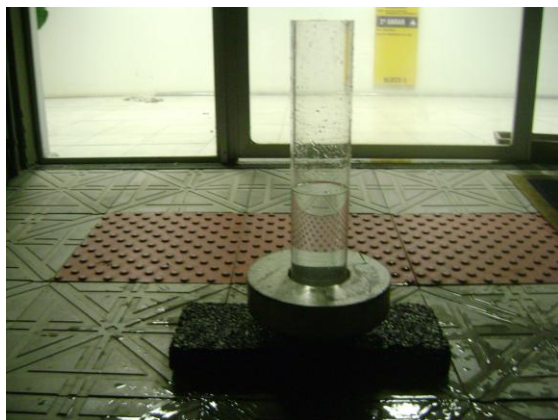


Figura 6.56 – Ensaio de Permeabilidade

Os resultados obtidos para as placas de polímero SBS (Figura 6.57) e de asfalto borracha (Figura 6.58) foram considerados aceitáveis pois a velocidade de escoamento de todas elas foi superior a 0,60 cm/s que é a condição obrigatória para uma mistura ser drenante.

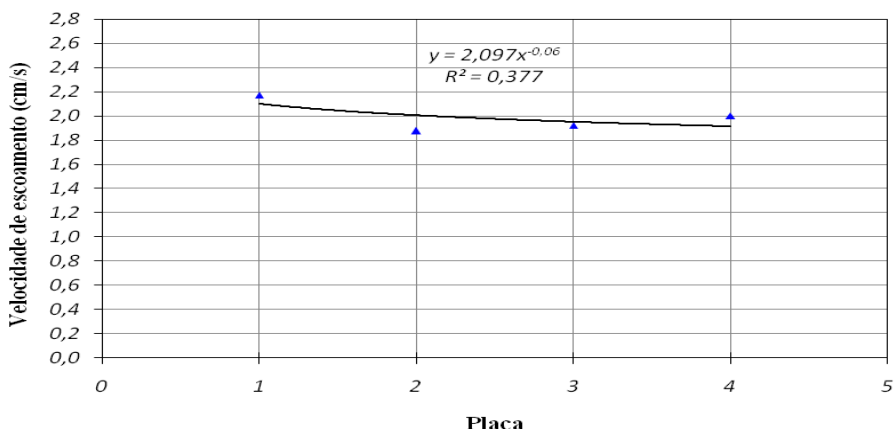


Figura 6.57 – Velocidade de escoamento das placas de polímero SBS

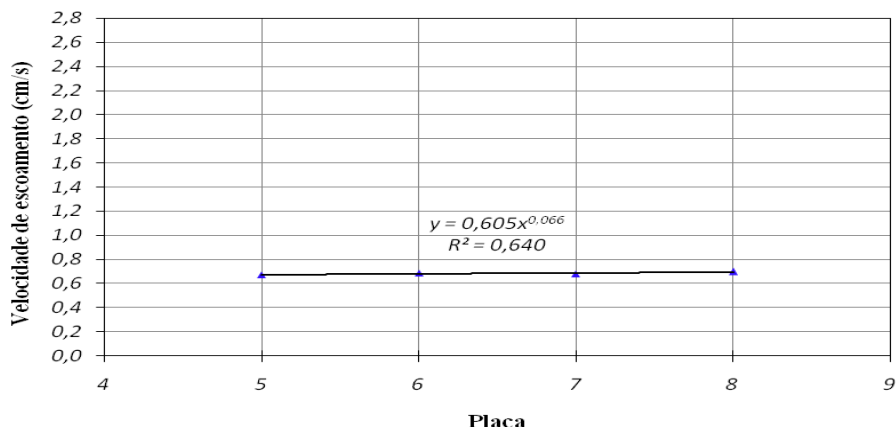


Figura 6.58 – Velocidade de escoamento das placas de asfalto borracha

6.3.5.3 – Ensaio de Deformação Permanente

O Ensaio de Deformação Permanente foi realizado de acordo com a Norma Francesa NF P 98-253-1 utilizando o simulador de tráfego LPC (Figura 6.59).



Figura 6.59 – Simulador de tráfego LPC

O objetivo do ensaio é determinar a deformação das misturas asfálticas drenantes a partir da passagem de 30000 ciclos de um eixo de pneus sobre a superfície de um par de placas (Figura 6.60) de igual teor, no caso 4,75% para as placas de polímero SBS e 5,50% para as placas de asfalto borracha em igual condição, isto é, sem ciclagem ou com ciclagem, teores esses determinados após a quarta etapa de ensaios dos corpos de prova.

Na realização do ensaio de cada par de placas, elas foram previamente aquecidas a temperatura controlada de 60 °C durante 12 horas. Com um sensor de temperatura colocado em uma das placas (Figura 6.61), a pressão do pneu durante a realização do ensaio (Figura 6.62) manteve-se em 4,92 bar para o pneu esquerdo e 4,93 bar para o direito como orienta a norma.

O pneu foi calibrado no início do ensaio com pressão de insuflagem igual a 6 bar, a frequência do ensaio foi de 1Hz com aplicação da carga vertical de 5000N.

Foi realizada uma leitura inicial de 1000 ciclos e depois leituras de 100, 300, 600, 1000, 3000, 6000, 10000 e 30000 ciclos na superfície em 15 pontos distribuídos para medir a deformação (Figura 6.63). Entre o final da leitura e o reinício do ensaio, espera-se 2 horas para a máquina ficar aquecida adequadamente.



Figura 6.60 – Placa sobre a qual percorre o pneumático durante o ensaio



Figura 6.61 – Sensor de temperatura colocado na placa



Figura 6.62 – Leitura da realização do Ensaio de Deformação Permanente



Figura 6.63 – Medição da deformação

A figura 6.64 mostra as placas de polímero SBS depois de terem sido ensaiadas no simulador de tráfego e a figura 6.65 mostra as placas de asfalto borracha depois da realização do ensaio.



Figura 6.64 – Placas de polímero SBS depois de serem ensaiadas

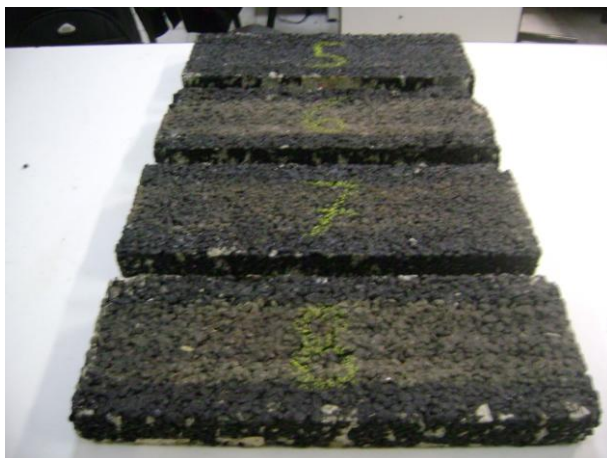


Figura 6.65 – Placas de asfalto borracha depois de serem ensaiadas

A figura 6.66 demonstra a deformação das placas de polímero SBS sem ciclagem (1 e 3) e a figura 6.67 a deformação das placas de polímero SBS com ciclagem (2 e 4). Todas elas obtiveram resultados satisfatórios pois apresentaram deformação permanente inferior a 10% e como pode-se observar em ambas as figuras, em relação a ciclagem, a deformação foi aproximadamente a mesma.

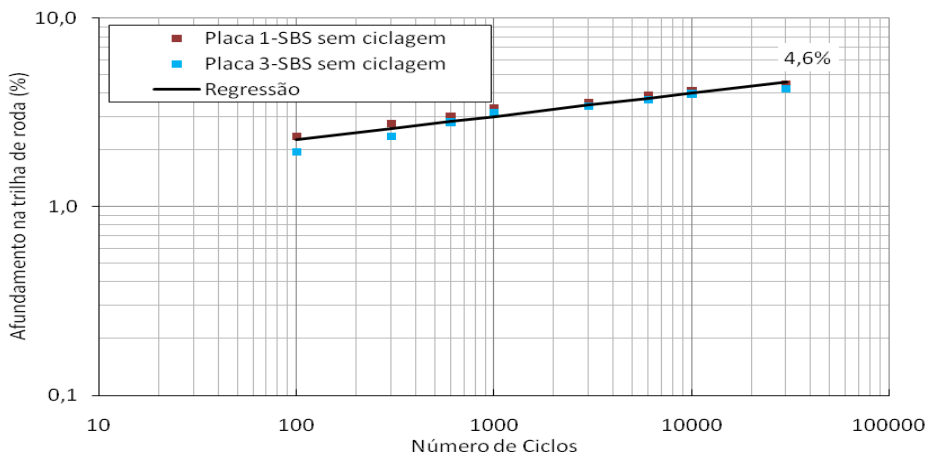


Figura 6.66 – Deformação das placas 1 e 3 de polímero SBS sem ciclagem

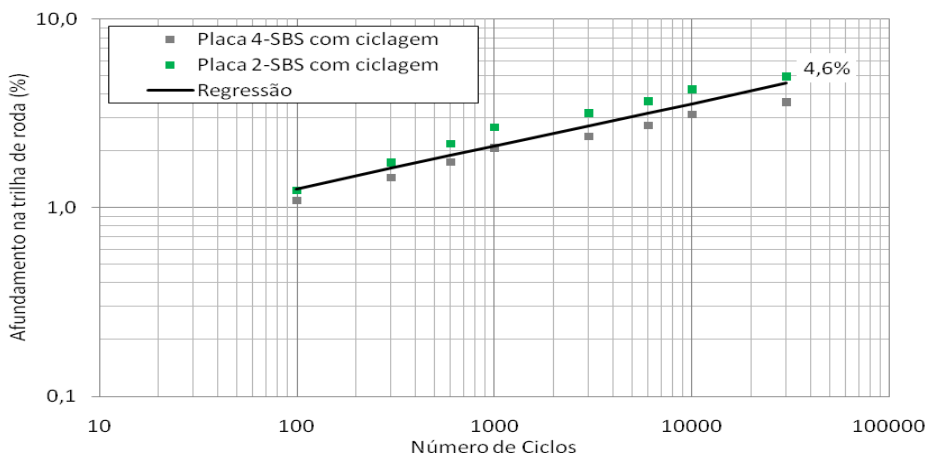


Figura 6.67 – Deformação das placas 2 e 4 de polímero SBS com ciclagem

A figura 6.68 demonstra a deformação das placas de asfalto borracha sem ciclagem (5 e 7) e a figura 6.69 a deformação das placas de asfalto borracha com ciclagem (6 e 8). Todas elas também obtiveram resultados satisfatórios pois apresentaram deformação permanente inferior a 10%, mas diferente do que ocorreu com o polímero SBS, em relação a ciclagem, as placas sem ciclagem deformaram-se menos do que as placas com ciclagem.

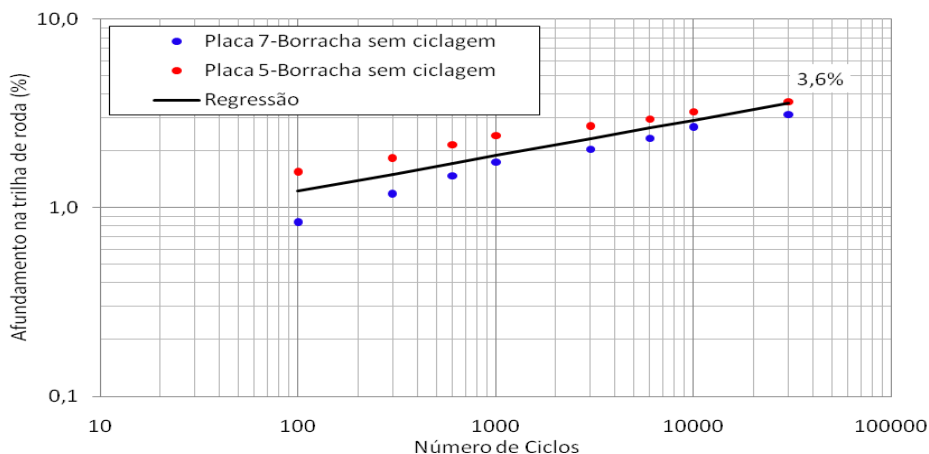


Figura 6.68 – Deformação das placas 5 e 7 de asfalto borracha sem ciclagem

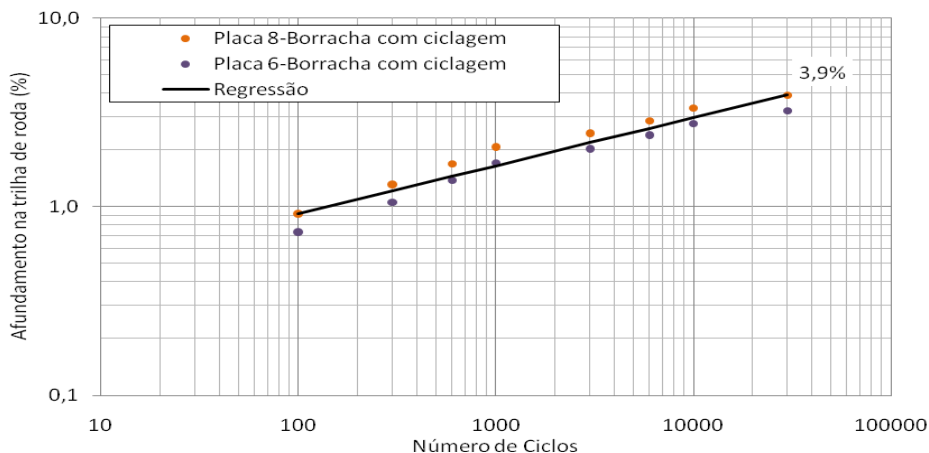


Figura 6.69 - Deformação das placas 6 e 8 de asfalto borracha com ciclagem

CAPÍTULO 7 – DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Levando em consideração o objetivo do trabalho, a exploração dos resultados obtidos basear-se-á quanto à percentagem de vazios, desagregação, permeabilidade e deformação permanente obtidos nas quatro etapas de ensaios além dos ensaios das placas.

7.1 – PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIOS

Nessa etapa foram ensaiados 256 corpos de prova sendo 128 de polímero SBS e 128 de asfalto borraça utilizando uma curva granulométrica de dimensão máxima 9,52 mm e brecha 0/4 e teores de ligante de 3,25%, 3,50%, 3,75% e 4,00%.

7.1.1 – Volume de Vazios

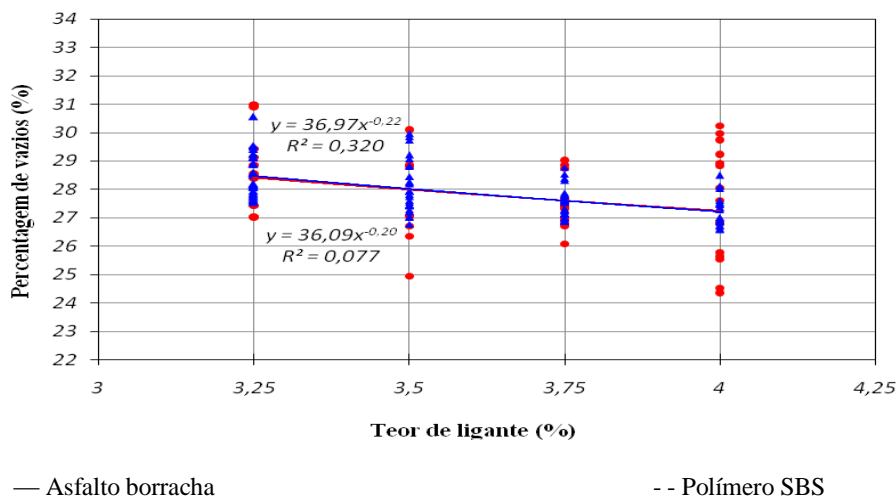
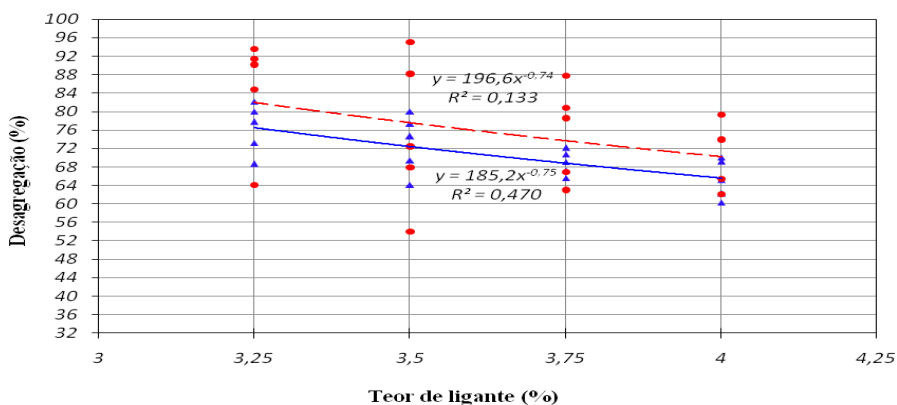


Figura 7.1 – Comparação entre o volume de vazios de asfalto borraça e polímero SBS na primeira etapa de ensaios

Todos os corpos de prova ensaiados possuíam mais de 20% de vazios (Figura 7.1) portanto, tratavam-se de misturas drenantes, alguns deles chegaram a ter até mesmo mais de 30% de vazios sendo que as percentagens dos corpos de prova de SBS foram superiores às de asfalto borraça.

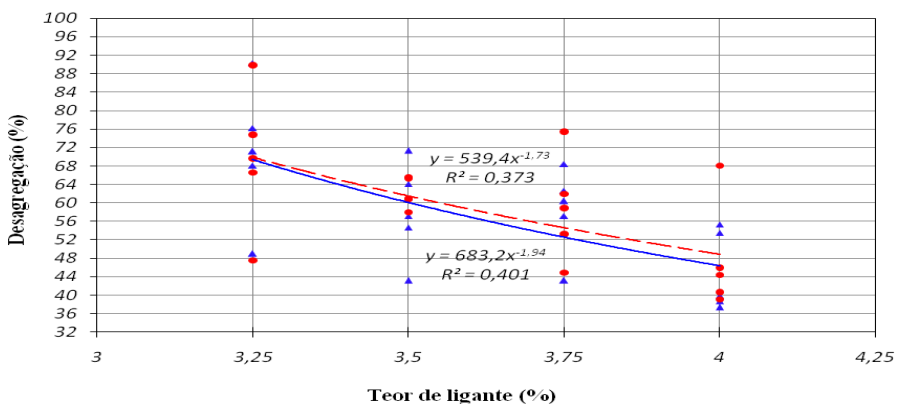
7.1.2 – Desagregação

Todos os 128 corpos de prova testados no Ensaio Cântabro desagregaram demasiadamente, bem acima do limite máximo de 25% (Figuras 7.2 e 7.3), as perdas foram tão grandes que chegaram a variar entre 37% e 95%.



— Polímero SBS sem ciclagem -- Polímero SBS com ciclagem

Figura 7.2 – Comparação entre a desagregação de polímero SBS sem ciclagem e com ciclagem na primeira etapa de ensaios



— Asfalto borracha sem ciclagem -- Asfalto borracha com ciclagem

Figura 7.3 – Comparação entre a desagregação de asfalto borracha sem ciclagem e com ciclagem na primeira etapa de ensaios

Os corpos de prova de polímero SBS desagregaram mais do que os de asfalto borracha pois enquanto para o polímero SBS as perdas variaram entre 54% e 95%, para o asfalto borracha as perdas foram de 37% a 90%. Para ambas as misturas, os corpos de prova com ciclagem desagregaram mais do que sem ciclagem.

Reparou-se que quem teve maior volume de vazios, também sofreu mais desgaste.

7.2 – SEGUNDA ETAPA DE ENSAIOS

Depois dos maus resultados encontrados na primeira etapa quanto à desagregação, tentou-se descobrir o que os causou. Por achar que foram causados devido à curva granulométrica utilizada ou pela falta de controle da temperatura, decidiu-se testar três curvas granulométricas além da curva utilizada na primeira etapa, somente na condição sem ciclagem, através de 12 corpos de prova com 4% de teor de ligante, sendo 3 corpos de prova para cada curva, a fim de descobrir qual delas, tendo que ter mais de 20% de vazios, apresentaria menor desgaste no Ensaio Cântabro.

7.2.1 – Volume de Vazios

Testou-se todos os corpos de prova e novamente foram-se obtidos valores superiores a 20% em todos eles atendendo dessa forma a condição de tratar-se de misturas drenantes.

7.2.2 – Desagregação

Nas quatro curvas testadas, apenas uma delas possuía corpos de prova com mais de 25% de perdas.

Das três curvas restantes, a que apresentou menor desagregação foi a curva 2.

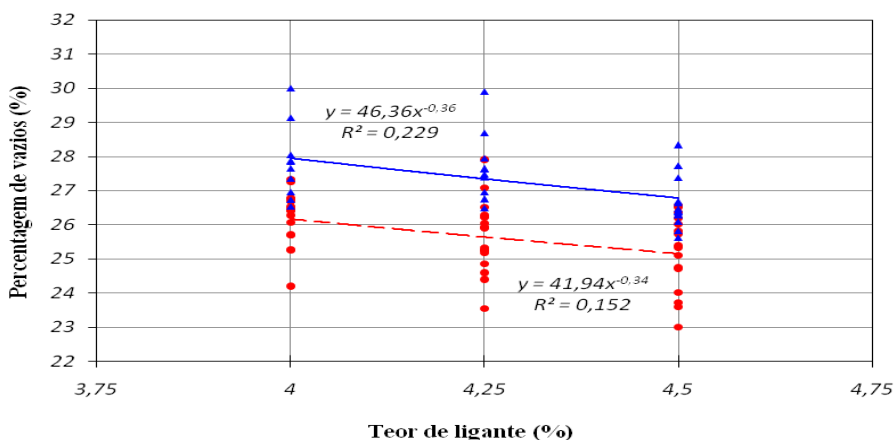
7.3 – TERCEIRA ETAPA DE ENSAIOS

Como já foi dito anteriormente, houve a possibilidade dos maus resultados originados na primeira etapa terem sido causados devido aos baixos teores de ligante, por isso nessa etapa manteve-se o teor 4,00% pois apresentou resultados positivos, juntamente com os teores 4,25% e o 4,50%. Utilizou-se a segunda curva granulométrica testada na segunda etapa de ensaios pois foi a curva que apresentou menor desgaste.

Foram ensaiados dessa vez 96 corpos de prova, 48 de polímero SBS e 48 de asfalto borracha.

7.3.1 – Volume de Vazios

Novamente todos os corpos de prova possuíam mais de 20% de volume de vazios (Figura 7.4) caracterizando então misturas drenantes, porém dessa vez quem apresentou os valores mais altos foram os corpos de prova de asfalto borracha.



— Asfalto borracha

-- Polímero SBS

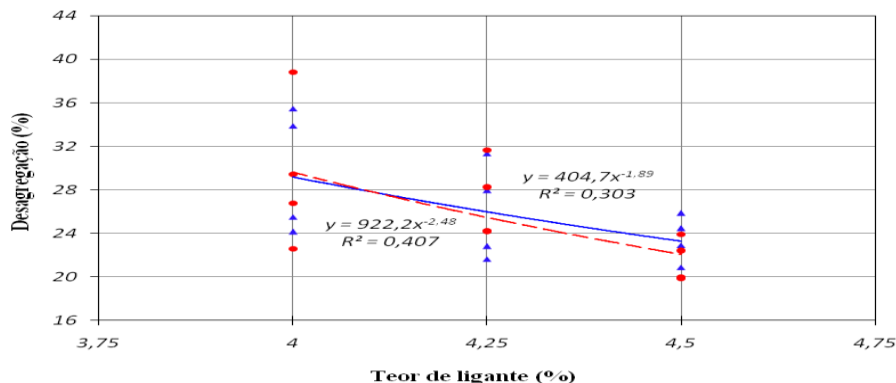
Figura 7.4 – Comparação entre o volume de vazios de asfalto borracha e polímero SBS na terceira etapa de ensaios

7.3.2 – Desagregação

Quanto a desagregação, essa etapa de ensaios apresentou uma grande diferença em relação à primeira etapa, dessa vez os corpos de prova de polímero SBS (Figura 7.5) desagregaram menos que os de asfalto borracha (Figura 7.6). A desagregação máxima de polímero SBS foi de 39%, metade dos seus corpos de prova foram aprovados, sendo dois de 4,00% de teor de ligante, três de 4,25% e sete de 4,50%, alguns deles tiveram até mesmo desagregação inferior a 20% enquanto que todos os corpos de prova de asfalto borracha foram rejeitados pois houve uma perda variando entre 34% e 82%.

Quanto a ciclagem, também ocorreu uma diferença pois nessa etapa os corpos de prova de ambas as misturas sem ciclagem desagregaram mais do que os corpos de prova com ciclagem.

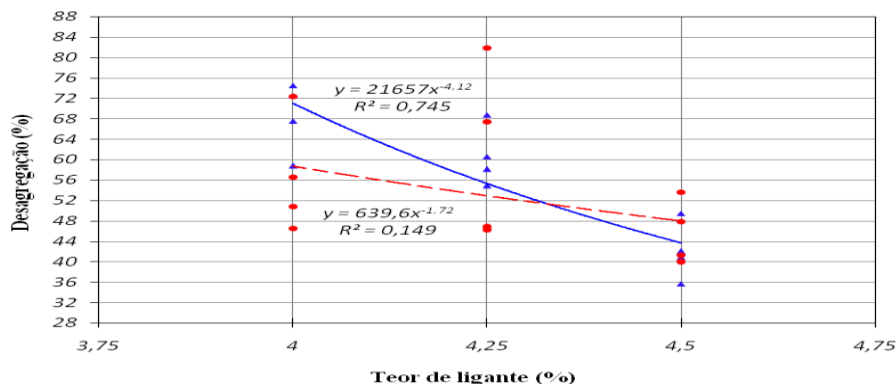
O que de idêntico aconteceu entre essa etapa e a primeira é que quem teve maior volume de vazios, também sofreu mais desagregação.



— Polímero SBS sem ciclagem

- - Polímero SBS com ciclagem

Figura 7.5 – Comparação entre a desagregação de polímero SBS sem ciclagem e com ciclagem na terceira etapa de ensaios



— Asfalto borracha sem ciclagem

- - Asfalto borracha com ciclagem

Figura 7.6 – Comparação entre a desagregação de asfalto borracha sem ciclagem e com ciclagem na terceira etapa de ensaios

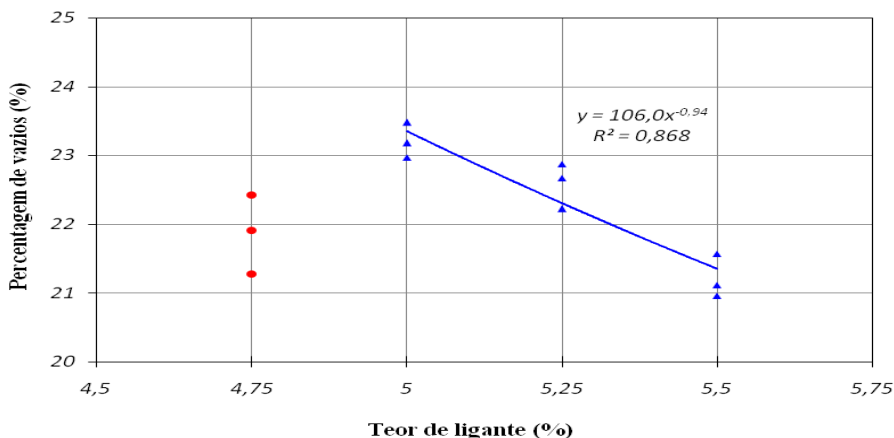
7.4 – QUARTA ETAPA DE ENSAIOS

Já que a curva granulométrica adotada na etapa anterior foi definida com sucesso na segunda etapa, não havia a necessidade de mudá-la portanto, decidiu-se aumentar ainda mais os teores de ligante para as duas misturas já que nenhuma delas apresentou 100% de aproveitamento em seus corpos de prova.

Para o polímero SBS decidiu-se testar apenas o teor de ligante 4,75% porque o corpo de prova de 4,50% que foi rejeitado teve uma perda de apenas 0,86% acima do limite, já para o asfalto borracha houve a necessidade de testar teores ainda mais elevados, no caso os teores 5,00%, 5,25% e 5,50% devido à alta desagregação para 4,50%.

7.4.1 – Volume de vazios

Mais uma vez todos os corpos de prova ensaiados nessa etapa obtiveram percentagem superior a 20% (Figura 7.7), sendo que as percentagens dos corpos de prova do polímero SBS só foram superiores aos do asfalto borracha quando essa mistura possuía teor de 5,50%.



— Asfalto borracha

- - Polímero SBS

Figura 7.7 – Comparação entre o volume de vazios de asfalto borracha e polímero SBS da quarta etapa de ensaios

7.4.2 – Desagregação

Pela figura 7.8 nota-se que, quanto ao polímero SBS ocorreu o que já era esperado, os corpos de prova com 4,75% de teor de ligante foram totalmente aprovados pois obtiveram uma perda inferior a 25%, não chegaram a ter nem mesmo mais do que 20% de desagregação, apresentaram uma média de 18,41% de perda, diferentemente do que ocorreu com o asfalto borraça pois essa mistura teve 100% de aproveitamento somente com teor de 5,50% cujos corpos de prova resultaram numa desagregação média de 17,67%.

Da mesma maneira que das outras vezes, teve maior desgaste quem teve maior volume de vazios.

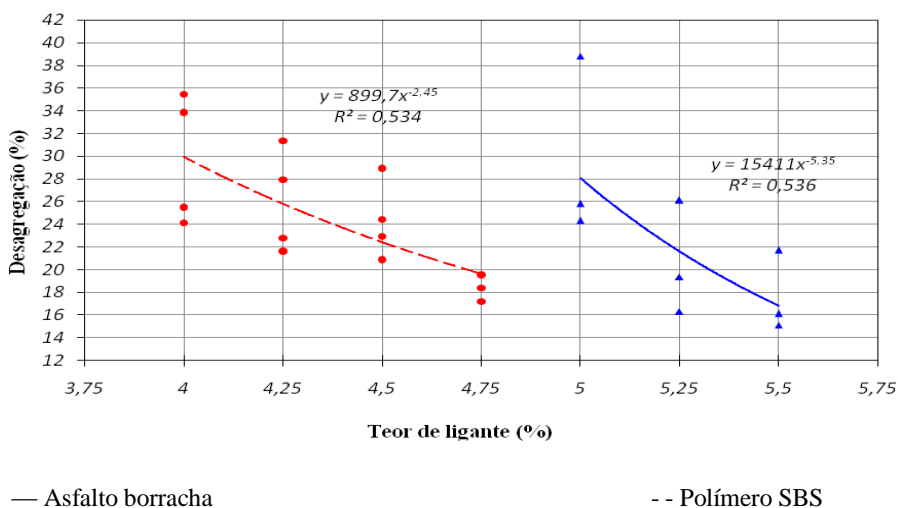


Figura 7.8 – Comparação entre a desagregação de asfalto borracha e polímero SBS da quarta etapa de ensaios

7.5 – ENSAIOS DAS PLACAS

Realizadas as quatro etapas de ensaios pode-se finalmente realizar a confecção das placas e posteriormente testá-las quanto a sua permeabilidade e deformação permanente.

Foram ensaiadas oito placas, quatro para cada mistura e quatro sem ciclagem e as outras quatro com ciclagem.

Da mesma maneira que ocorreu para a terceira e quarta etapas de ensaios, para a realização das placas também utilizou-se a segunda curva granulométrica pois apresentou menor desagregação em relação às outras três testadas e em relação ao teor de ligante, adicionou-se 4,75% para as placas de polímero SBS e 5,50% para as de asfalto borracha pois foi com esses teores que as misturas apresentaram 100% de aproveitamento no Ensaio Cântabro.

7.5.1 – Volume de Vazios

As placas de polímero SBS apresentaram um volume de vazios superior ao asfalto borracha (Figura 7.9).

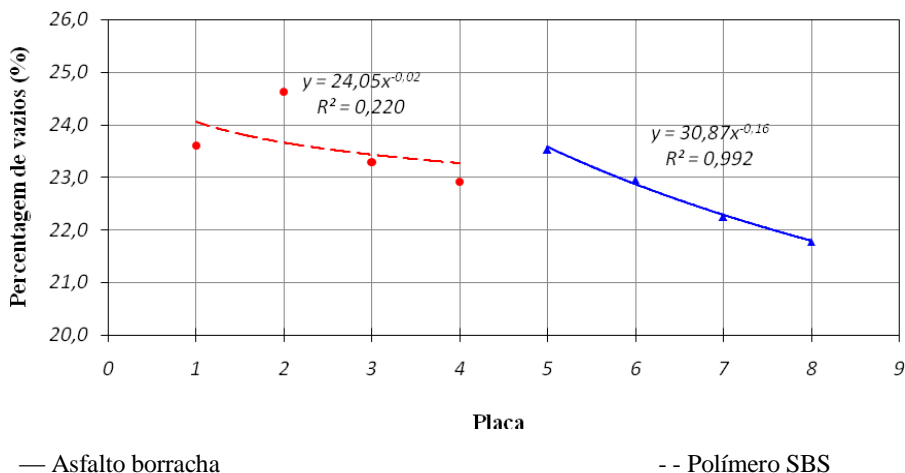


Figura 7.9 – Comparação entre o volume de vazios de asfalto borracha e polímero SBS do Ensaio de Permeabilidade

7.5.2 – Permeabilidade

Todas as placas apresentaram velocidade de escoamento acima de 0,60 cm/s portanto, atenderam a condição de serem permeáveis.

Após o ensaio, constatou-se que as placas de polímero SBS eram mais permeáveis que as de asfalto borracha (Figura 7.10) porque a velocidade média de escoamento das placas de polímero SBS foi igual a 2,0 cm/s e a das placas de asfalto borracha igual a 0,68 cm/s. Em relação à condição de ciclagem, sabendo que as placas ímpares não sofreram

ciclagem e as pares sim, nota-se na mesma figura que não houve uma diferença significativa entre elas.

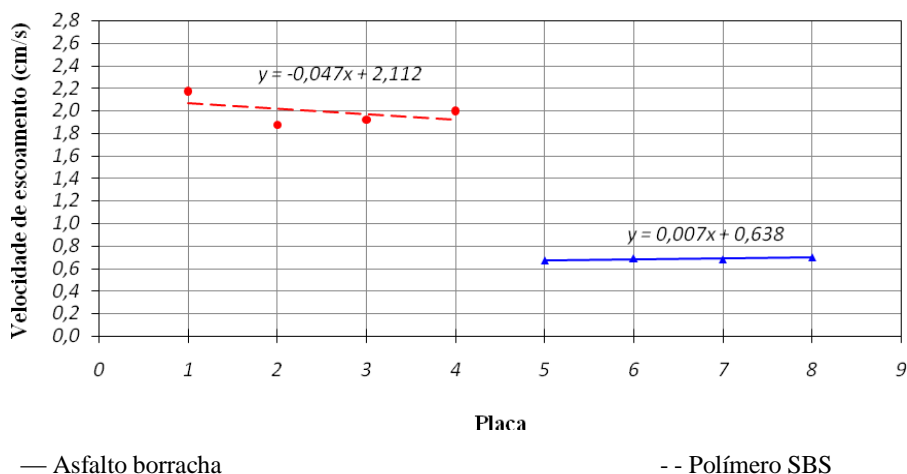


Figura 7.10 – Comparação entre a velocidade de escoamento de asfalto borracha e polímero SBS do Ensaio de Permeabilidade

7.5.3 – Deformação Permanente

Todas as placas (Figura 7.13) obtiveram resultados satisfatórios pois além de atenderem o limite de 10% de deformação aos 30000 ciclos, nenhuma delas sequer apresentou deformação superior a 5,0%.

Durante todo o processo dos ensaios, as placas de polímero SBS (Figura 7.11) sempre deformaram-se mais do que as placas de asfalto borracha (Figura 7.12), deformação essa que aumentou ao longo da execução do ensaio.

Quanto à ciclagem já não aconteceu o mesmo, em ambas as misturas no início do ensaio as placas sem ciclagem deformaram-se mais do que as placas com ciclagem, mas com o decorrer dos ensaios essa situação inverteu-se, a diferença é que nas placas de polímero SBS essa inversão ocorreu no final do ensaio enquanto que para as placas de asfalto borracha ocorreu aproximadamente à 10000 ciclos. Ainda em relação à condição de ciclagem, a diferença de deformação no início dos ensaios para as duas situações, foi maior nas placas de polímero SBS do que nas de asfalto borracha.

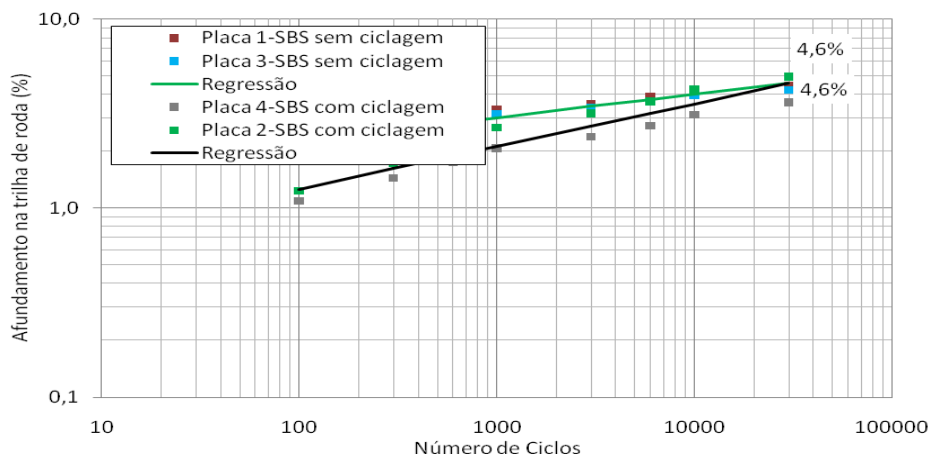


Figura 7.11 – Comparação entre a deformação das placas de polímero SBS sem ciclagem e com ciclagem

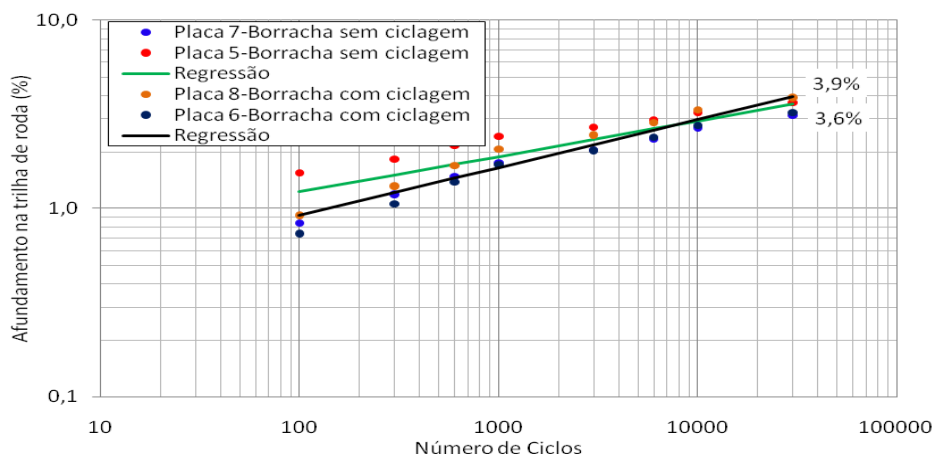


Figura 7.12 – Comparação entre a deformação das placas de asfalto borracha sem ciclagem e com ciclagem

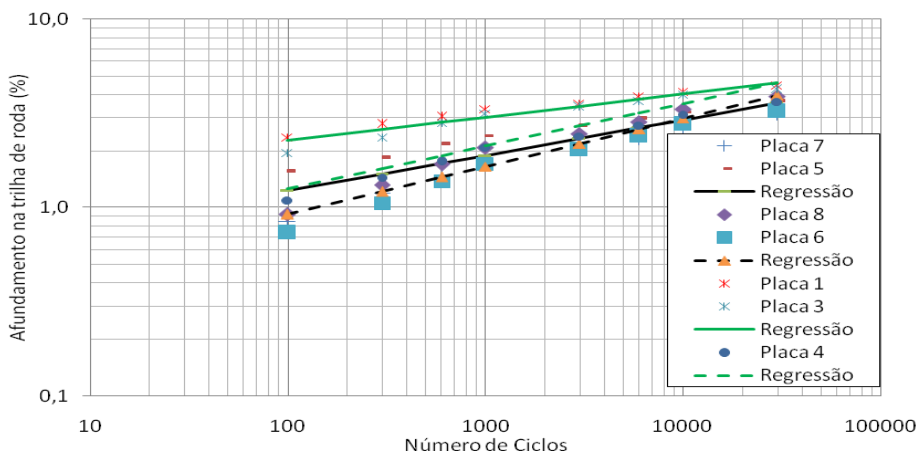


Figura 7.13 – Comparação da deformação das oito placas ensaiadas

8. CONCLUSÕES

Alcançou-se o objetivo da pesquisa que era estudar o comportamento mecânico das misturas drenantes modificadas com polímero SBS e asfalto borracha nas condições com e sem ciclagem, quanto ao volume de vazios, à desagregação, permeabilidade e deformação permanente utilizando granular de origem granítica e ligante de alta consistência, no caso o CAP 30/45.

Os valores elevados da desagregação na primeira etapa devem ser devido ao descontrole da temperatura em laboratório.

Tanto os corpos de prova quanto as placas, no que diz respeito ao volume de vazios, atenderam a condição de serem misturas drenantes que é possuir percentagem de vazios superior a 20% sendo que para os corpos de prova de maior volume de vazios foi o asfalto borracha e para as placas foi o polímero SBS.

O polímero SBS na primeira etapa de ensaios teve maior desgaste que o asfalto borracha, porém essa etapa deve ser desconsiderada pois houve falta de controle de temperatura. Na terceira etapa de ensaios, cujos teores testados foram os mesmos para ambas as misturas, o polímero SBS teve menor desagregação que o asfalto borracha, porém os três teores de ligante das duas misturas não foram aprovados no Ensaio Cântabro. Já na quarta etapa, o polímero SBS teve 100% de aprovação no Ensaio Cântabro com 4,75% de teor de ligante enquanto que o asfalto borracha teve 100% de aprovação somente com 5,50% de teor de ligante portanto, o polímero SBS desagrega menos do que o asfalto borracha.

Para todos os corpos de prova dessa pesquisa, sempre houve uma relação entre a desagregação e o volume de vazios. Na terceira etapa de ensaios, nas quais as duas misturas foram testadas com mesmo teor de ligante, a que mais desagregou foi o asfalto borracha que também possuía maior volume de vazios. Na quarta etapa, onde o polímero SBS foi ensaiado com 4,75% e o asfalto borracha com 5,0%, 5,25% e 5,5%, o asfalto borracha com os dois primeiros teores desagregou mais que o polímero SBS que também teve menor volume de vazios, contudo o asfalto borracha com 5,5% desagregou menos que o polímero SBS justamente quem tinha maior volume de vazios.

No que tange a ciclagem, os corpos de prova de ambas as misturas com ciclagem, desagregaram mais do que sem ciclagem.

Quanto à permeabilidade, todas as placas atenderam a condição de serem misturas drenantes que é possuir velocidade de escoamento superior a 0,60 cm/s sendo que as placas com polímero SBS

apresentaram velocidades bem superiores às placas com asfalto borracha portanto, o polímero SBS é mais permeável que o asfalto borracha. Quanto à ciclagem, não houve uma diferença significativa entre as duas condições já que a média tanto para uma quanto para a outra atingiu o mesmo patamar, é claro que quando faz-se a comparação entre placas de mesma mistura.

Quanto à deformação, todas as placas resistiram satisfatoriamente ao Ensaio de Deformação Permanente pois além de atenderem o limite admissível que é de 10%, nenhuma delas sequer teve deformação superior a 5,0%.

As placas de polímero SBS deformaram-se mais do que as placas de asfalto borracha desde o início do ensaio até o seu final, deformação essa que aumentou ao longo do ensaio, conclui-se então que o asfalto borracha deforma bem menos que o polímero SBS pois, se com 5,5% de teor de ligante o asfalto borracha deformou menos que o polímero SBS, com 4,75% deformaria menos ainda.

No que diz respeito à ciclagem, no início do ensaio as placas sem ciclagem deformaram-se mais do que as placas com ciclagem, entretanto essa situação inverteu-se no decorrer do ensaio, houve um aumento da sensibilidade e ao final dos 30000 ciclos, as placas com ciclagem haviam se deformado mais do que as placas sem ciclagem logo, na condição sem ciclagem, em relação à condição com ciclagem, a deformação é maior no início do ensaio, porém é menor no final.

É possível então realizar misturas asfálticas drenantes com CAP 30-45 utilizando tanto o asfalto borracha quanto o polímero SBS, tanto sem ciclagem quanto com ciclagem.

Para experiências futuras seria interessante realizar o Ensaio da Prensa de Compactação Giratória pois trará mais precisão aos ensaios porque simula melhor as condições reais de campo e principalmente, realizar estudos com essas misturas, utilizando o CAP 30-45, sejam realizadas em campo, em rodovias com tráfego pesado, para que possa ter conhecimento da sua durabilidade.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6296: 2004. Produtos Betuminosos Semi-Sólidos – Determinação da Massa Específica e Densidade Relativa. Rio de Janeiro. 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12891: 2004. Dosagem de Misturas Betuminosas pelo Método Marshall. Rio de Janeiro. 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15184: 2004. Materiais Betuminosos – Determinação da Viscosidade Em Temperaturas Elevadas Utilizando Viscosímetro Rotacional. Rio de Janeiro. 2004.
- ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. AFNOR NF P 98-250-2. Essais relatifs aux chaussées: Préparation des mélanges hydrocarbonés. Partie 2: Compactage des plaques. Paris. 1991.
- ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. AFNOR NF P 98-253-1. Essais relatifs aux chaussées: Déformation permanente des mélanges hydrocarbonés. Partie 1: Essai d'Orniérage. Paris. 1991.
- APS, M.. Classificação da Aderência Pneu-Pavimento pelo Índice Combinado IFI – International Friction Index para Revestimentos Asfálticos. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2006.
- ASTM INTERNATIONAL. ASTM D 4402 – Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures Using a Rotational Viscometer. West Conshohocken.
- AZAMBUJA, D. M. Estudo de Recapeamentos Asfálticos de Pavimentos Através de Ensaios Acelerados. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2004.
- BARRA, B. S.. Avaliação da Ação da Água no Módulo Complexo e na Fadiga de Misturas Asfálticas Densas. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Santa Catarina. 2009.
- BERNUCCI, L. B.; CERATTI, J. A. P.; DA MOTTA, L. M. G.; SOARES, J. B. Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros. 2008.
- DA SILVA, L. S.. Contribuição ao Estudo do Envelhecimento de Ligantes Asfálticos. Influência da Adição de Polímeros e Comportamento Frente a Radiação UV. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2005.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER – ME 004/94. Material Betuminoso – Determinação da

Viscosidade Saybolt-Furol a Alta Temperatura (ABNT – MB 517). Rio de Janeiro. 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER – ME 035/98. Agregados – Determinação da Abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro. 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER – ME 078/94. Agregados – Adesividade ao Ligante Betuminoso – Método de Ensaio). Rio de Janeiro. 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER – ME 086/94. Agregados – Determinação do Índice de Forma. Rio de Janeiro. 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER – ME 089/94. Agregados – Avaliação da Durabilidade pelo Emprego de Soluções de Sulfato de Sódio ou de Magnésio. Rio de Janeiro. 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER – ME 383/99. Desgaste por Abrasão de Misturas Betuminosas com Asfalto Polímero – Ensaio Cântabro. Rio de Janeiro. 1999.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 131/2010 – ME. Materiais Asfálticos – Determinação do Ponto de Amolecimento (Método do Anel e Bola). Rio de Janeiro. 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 155/2010 – ME. Material Asfáltico – Determinação da Penetração. Rio de Janeiro. 2010.

DUMKE, M. P.. Concreto Asfáltico Drenante com Fibras de Celulose, Ligante Modificado Por Polímero e . Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2005.

FONTANA FILHO, A.. Análise Laboratorial de Misturas Asfálticas Abertas Usinadas A Quentes Com A Utilização de Diferentes Ligantes. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto. 2009.

FONTES, L. P. T. da L.. Otimização do Desempenho de Misturas Betuminosas com Ligante Modificado com Borracha para Reabilitação de Pavimentos. Tese de Doutorado. Universidade de Moinho. 2009.

KNABBEN, R. M.. Estudo do Ruído Pneu/Pavimento e da Absorção Sonora em Diferentes Revestimentos de Pavimento. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2012.

KRAEMER, C.. Retrospectiva y Actualidad de Las Mezclas Drenantes. Congreso Europeo de Mezclas Drenantes. Madrid. 1997.

LEITE, L. F. M.. Estudos de Preparo e Caracterização de Asfaltos Modificados por Polímero. Tese Doutorado. Coordenação dos

Programas de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. 1999.

MACHADO, R. Z.. Asfalto Modificado por Polímero SBS Para Pavimentos Drenantes. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas. 2007.

MEURER FILHO, EDELINO. Estudo de Granulometria Para Concretos Asfálticos Drenantes. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina. 2001.

MOMM, L.. Estudo dos Efeitos da Granulometria sobre a Macrotextura Superficial do Concreto Asfáltico e seu Comportamento Mecânico. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 1998.

Negrão, D. P.. Estudo de Asfaltos Modificados Por Polímeros do Tipo RET Para Aplicações em Pavimentos. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2006.

NTL – 325/86 Determinación de la Perdida por Desgaste de Mezclas Bituminosas Mediante el Empleo de la Maquina de Los Angeles. Madrid, 1986

OLIVEIRA, C. G. M.. Estudo de Propriedades Mecânicas e Hidráulicas do Concreto Asfáltico Drenante. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília. 2003.

QUINTERO, C. F. Q.. Estudo de Misturas Asfálticas com Ligantes de Consistência Elevada – Formulação e Comportamento Mecânico. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina. 2011.

RAZ, R. T.. Conservación de la Permeabilidad en las Mezclas Porosas. Congreso Europeo de Mezclas Drenantes. Madrid. 1997.

Rezende, A. O.. Incorporação de Borracha de Pneu em Misturas Asfálticas: Processo Via Úmida. Universidade Federal de Sergipe. São Cristóvão. 2009.

RUIZ, A.. Caracterización en Laboratorio. Congreso Europeo de Mezclas Drenantes. Madrid. 1997.

SAIZ, A. G.. Estudio En Laboratorio de Mezclas Drenantes Con Betunes Modificados. Congreso Europeo de Mezclas Drenantes. Madrid. 1997.

SERFASS, J. P.. Enrobés Drainants au Bitume-Elastomère. Formulation, Bruit et Adhérence. Congreso Europeo de Mezclas Drenantes. Madrid. 1997.

SILVA FILHO, J. P.. Asfalto borracha: A Alternativa Ecológica Para Reutilização de Pneus Usados. 38ª Reunião Anual de Pavimentação – 12º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária. Manaus. 2007.

SOTO, J. A.. Estudio en Laboratorio de Mezclas Drenantes. Congreso Europeo de Mezclas Drenantes. Madrid. 1997.

SPETCHT, L. P.. Avaliação de Misturas Com Incorporação de Borracha Reciclada de Pneus. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2004.

TAKATU, R. M.. Utilização dos resíduos de pneus inservíveis Na fabricação do Asfalto Borracha. São Bernardo do Campo. 2004.